

既設コンクリート構造物の健全性診断としての非破壊・微破壊検査技術の高度化に関する研究

山本, 大介

<https://doi.org/10.15017/1932010>

出版情報：九州大学, 2017, 博士（工学）, 論文博士
バージョン：
権利関係：

既設コンクリート構造物の健全性診断としての
非破壊・微破壊検査技術の高度化に関する研究

2018年2月



九州大学大学院工学府 建設システム工学専攻

山本 大介

目次

第1章 序論

- 1.1 本研究の背景および目的 5
- 1.2 本論文の構成 5

第2章 既往の研究

- 2.1 はじめに 7
- 2.2 コンクリート構造物の劣化診断に関する既往の研究 7
- 2.3 現在のコンクリート構造物の劣化診断に関する問題点の抽出 8
 - 2.3.1 小径コアを用いた圧縮強度の推定に関する既往の研究 9
 - 2.3.2 硫酸劣化を受けた下水管渠の劣化診断に関する既往の研究 10
 - 2.3.3 ASRによる損傷を受けたコンクリートの力学的性質に関する既往の研究 12
- 2.4 本研究で取り組む課題 14
- [参考文献] 16

第3章 小径コア法を用いたコンクリートの圧縮強度推定法の高度化

- 3.1 はじめに 19
- 3.2 本章の構成 20
- 3.3 コア供試体寸法および粗骨材最大寸法が圧縮強度試験値や
変動に及ぼす影響（実験1） 21
 - 3.3.1 実験方法 21
 - 3.3.2 試験結果および考察 25
- 3.4 $\phi 33\text{mm}$ および $\phi 25\text{mm}$ 小径コアの圧縮強度試験値の変動要因分析（実験2） 29
 - 3.4.1 供試体概要 29
 - 3.4.2 圧縮強度試験値および静弾性係数試験結果 29
 - 3.4.3 小径コアの寸法が圧縮破壊状況に及ぼす影響 32
 - 3.4.4 粗骨材含有率が小径コア圧縮強度試験値に及ぼす影響 33
 - 3.4.5 端面摩擦が圧縮破壊状況に及ぼす影響 35
- 3.5 無作為抽出による圧縮強度試験値の標準偏差の変化と必要採取本数（実験2） 37
- 3.6 実構造物より採取した小径コアの圧縮強度試験への適用性について（実験3） 40
- 3.7 本章のまとめ 41
 - 3.7.1 各節のまとめ 41
 - 3.7.2 本章で得られた知見と意義 42
 - 3.7.3 今後の課題 42
- [参考文献] 43

第4章 コンクリート製下水管渠の硫酸劣化に対する劣化診断

4.1	はじめに	45
4.2	38年間供用された下水管渠の劣化調査	46
4.2.1	管渠の曲げ載荷試験結果	46
4.2.2	管渠の配合推定結果	48
4.2.3	ビッカース硬さ試験測定結果	48
4.2.4	細孔径分布測定結果	49
4.2.5	X線分析顕微鏡測定結果	50
4.2.6	中性化深さ測定結果	50
4.2.7	各試験結果の関係性に関する考察	53
4.3	非破壊および微破壊試験による硫酸劣化深さの推定法	57
4.3.1	超音波を用いた劣化深さの推定	57
4.3.2	内視鏡レンズを用いた中性化深さの計測	67
4.4	硫酸劣化深さと下水管渠の曲げ耐力との関係（Aタイプの劣化形態） - 管頂部劣化深さが曲げひび割れ荷重の低下に及ぼす影響 -	70
4.4.1	健全厚さに基づく耐力判定	70
4.4.2	健全厚さに基づく耐力算定の実験的検証	72
4.4.3	健全厚さ推測の適応範囲	73
4.4.4	管渠の外圧に対する耐力判定法	73
4.5	劣化部位が曲げひび割れ荷重の低下に及ぼす影響（Bタイプの劣化形態）	75
4.5.1	Bタイプの曲げ載荷試験結果	75
4.5.2	有限要素解析によるBタイプ劣化形態の曲げ耐荷低下の傾向分析	75
4.6	種々の呼び径への耐力推定法の適用	79
4.7	劣化速度に基づく残存余寿命の推定	81
4.8	下水管渠診断フローの提案	83
4.8.1	下水管渠損傷の分類とその判断基準	83
4.8.2	劣化診断の手順と診断フローの提案	84
4.9	本章のまとめ	86
4.9.1	各節のまとめ	86
4.9.2	本章で得られた知見と意義	87
4.9.3	今後の課題	87
	[参考文献]	89

第5章 ASRにより膨張劣化したコンクリートの損傷評価

5.1	はじめに	91
5.2	無拘束条件下でのASRによる膨張に伴うひび割れが力学的特性に与える影響	92
5.2.1	コンクリートの膨張特性	92
5.2.2	促進膨張試験結果	93

5.2.3	力学的性質について	93
5.2.4	デジタル画像相関法によるひずみ分布の観察	98
5.3	拘束が ASR による膨張に伴うひび割れ発生状況および力学的特性に与える影響	104
5.3.1	供試体概要	104
5.3.2	促進膨張中の矩形供試体の膨張挙動	105
5.3.3	促進膨張後のひび割れ観察結果	107
5.3.4	コンクリート表面ひび割れ観察結果	108
5.3.5	コンクリート内部ひび割れ観察結果	110
5.3.6	促進膨張後の軸方向および軸直角方向の力学的特性	111
5.4	ASR により膨張劣化した実構造物コンクリートのひび割れおよび力学的特性	115
5.4.1	ASR により損傷した実構造物の概要および試験方法	115
5.4.2	コンクリートの配合推定の結果	117
5.4.3	細孔溶液分析結果	117
5.4.4	ひび割れ性状と力学的性質の関係	118
5.4.5	ひび割れの異方性がコンクリートの力学的性質に与える影響	123
5.5	室内実験データを基にした実構造物の ASR 損傷評価の試み	126
5.5.1	内部ひび割れ密度と圧縮強度との関係	126
5.5.2	内部ひび割れ密度と静弾性係数との関係	128
5.6	本章のまとめ	130
5.6.1	各節のまとめ	130
5.6.2	本章で得られた知見と意義	131
5.6.3	今後の課題	132
	[参考文献]	133
第6章 結論		
6.1	本研究の結論	135
6.2	今後の研究の展望	136

謝辞

第1章 序論

1.1 本研究の背景および目的

我が国で供用される社会基盤構造物の多くは高度経済成長期に建設されたものであり、近年その老朽化に伴う維持管理費の増大が懸念されている。我が国の将来の社会情勢を鑑みると、人口減少に伴う労働人口の減少や超高齢化社会のための歳入の減少が懸念されており、そのため如何に社会基盤構造物のライフサイクルマネジメントの適正化を進めることができるかが重要な問題とされている。このような背景を受け、現在では自治体ごとに橋梁長寿命化修繕計画の策定が求められるなど、実務の上でライフサイクルコストの適正化を図ろうとするケースが多く見られるようになってきた。

社会基盤構造物を最適なライフサイクルマネジメントで維持管理していくためには、その構造物の状態の把握、および将来の劣化予測を正しく行う必要がある。しかし、技術的に十分に解決されていない課題もあるため、劣化現象を伴う構造物について、その状態把握や劣化予測を正しく行うことができない場合がある。そこで本研究では、社会基盤構造物を構成する代表的な材料であるコンクリートに注目しつつ、微破壊・非破壊で診断するいくつかの解決されるべき技術的課題に対して、劣化診断技術の精度を向上させる手法を提案し、実験的検討により検証した。

本研究は、老朽化した社会基盤構造物の劣化診断の精度向上を目指した知見の蓄積を目的としており、もってライフサイクルコストの適正化に資することを目標とするものである。

1.2 本論文の構成

図-1.1 に本論文の構成を示す。本論文は6章構成とした。まず、第1章では、本研究の背景および目的について示した。第2章では、現在の我が国および海外のコンクリート構造物の維持管理に関する既往の文献を取りまとめ、現状の問題点を整理した。まず、既存コンクリート

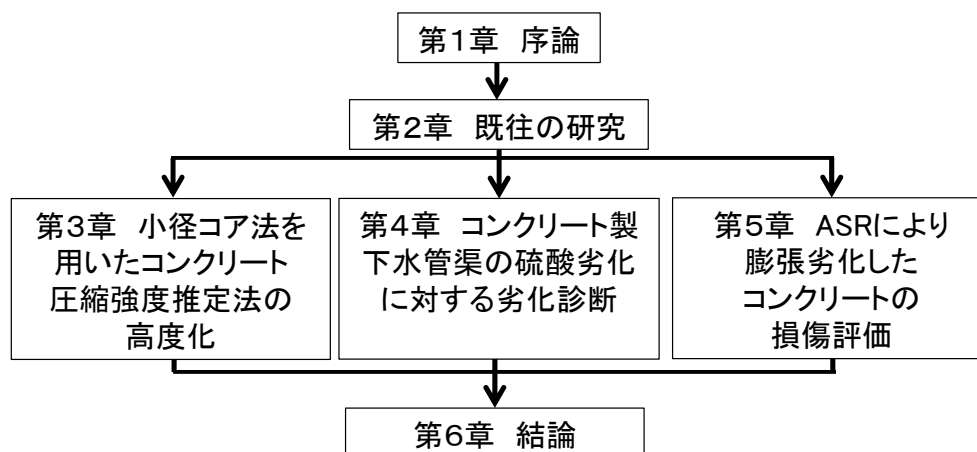


図-1.1 本論文の構成

構造物を使いこなし、長寿命化させるために克服すべき技術的課題について抽出を行い、その中で3つのテーマについて着目をした。次に、着目したテーマに関して、既往の研究成果を参照するとともに、さらに解決されるべき項目を整理した。また、これらの既往の研究を基に、本研究で取り組む課題を示す。

本論文では、これら抽出した3つの技術的課題について、第3章～第5章において実験的検討を行った。第3章では小径コア法を用いた圧縮強度推定法の高度化について、第4章ではコンクリート製下水管渠の硫酸劣化に対する劣化診断について、また第5章ではASRにより膨張劣化したコンクリートの損傷評価について、その結果を論説する。

第6章では、本研究で得られた知見を総括し、本研究の遂行により明らかにすることができた点、および今後さらに解明されるべき課題について整理する。

第2章 既往の研究

2.1 はじめに

第2章では、コンクリート構造物の劣化診断について、既往の文献を基にその技術的変遷を辿りつつ、今ある劣化診断技術の現状の課題の抽出を行った。その上で、本研究で着目する小径コアによる圧縮強度の推定、下水管渠の劣化診断、アルカリシリカ骨材反応（以下、ASR）を生じたコンクリートの力学的性能の評価について既往の研究の整理を行った。最後に本研究の意義について論じる。

2.2 コンクリート構造物の劣化診断に関する既往の研究

我が国で建設材料にコンクリートが利用されるようになったのは、明治時代以降であり、その歴史は約140年程度と言われている^{2.1)}。第二次世界大戦後の復興から1964年の東京オリンピック、高度経済成長期を経て現在に至るまで、世の中にコンクリート構造物が多く建造されてきた。1980年代まではコンクリートの寿命は半永久的であり、メンテナンスの必要はないと考えられてきた。ところが1983年にNHKで報道されたコンクリートクライシスを皮切りに、コンクリートの耐久性に関する事柄が社会問題となり、それ以降から現在に至るまで塩害や中性化、ASRなど様々なコンクリートの耐久性に関する議論がなされてきた^{2.2)}。

ここで、1980年代後半からコンクリート構造物の寿命が問題となるに至った要因として、1970～1980年代頃の建設業を取り巻いた状況として以下のものが挙げられる^{2.3)}。すなわち、①高度経済成長期における工事の急増に伴う労働者不足が原因となる粗製濫造工事、②第一次石油ショックのためのセメント不足とそれによる貧配合コンクリートの増大、③川砂利、川砂の枯渇のための代替骨材として細骨材は海砂、粗骨材は砕石と使用材料が変遷したが、骨材の品質変化で単位水量が増大する傾向となり、さらに海砂の塩分処理が不十分である場合があったこと、④作業効率を重視するためにコンクリートの品質に対する配慮が疎かになったこと、⑤海洋環境など特殊な劣化環境への施工に対し耐久設計を考慮しないで建設されるコンクリート構造物が数多くあったこと、などが挙げられる。このような社会状況の下、高度経済成長期には数多くのコンクリート構造物が建設され、我が国の経済発展を足元から支えてきた。

多くの現存する社会基盤構造物はそのような社会情勢を経て現在に至っているが、平成28年度の国土交通省白書^{2.4)}では、建設後50年を経過し老朽化が懸念される社会基盤構造物は、平成35年で全体の約40%、平成45年では全体の約60%となることが予想されている。また、同白書では、将来にわたる我が国の労働人口の減少と経済成長率の鈍化も予測しており、現存の公共構造物の安全確保と維持管理、および更新に係るライフサイクルコストの縮減や平準化が今後ますます必要となることが指摘されている。

社会基盤構造物に係るわが国の現状の問題点は以上のようなものである。そのため構造物の適切な維持管理が必要とされており、実務においても構造物の定期的な点検が実施されている。このような背景を受け、コンクリートの診断技術は現在においても発展し続けている^{2.5)}。しかし、

第一次（1955年～）	第二次（1975年～）	第三次（1990年～）
<p>強度 [強度推定] (強度, ひずみ推定)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・弾性波法 ・反発硬度法 ・超音波法 ・載荷法 ・共振法 ・引抜き法 	<p>耐久性 [耐久性評価] (中性化, 塩害, ASR, 腐食, 内部欠陥, ひび割れ)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・目視法 ・放射線法 ・超音波法 ・電磁波法 ・レーダー法 ・AE法 	<p>健全性 [性能評価] (耐力, 強度, 配筋, 耐久性, 内部欠陥, ひび割れ, 空隙)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・目視法 ・サーモグラフィ法 ・衝撃弾性波法 ・配合推定法 ・小孔試験法 ・画像処理法

図-1.1 コンクリート構造物の測定目的と非破壊試験方法^{2,9)}

未だ開発途上の技術が多々あり, さらなる高精度な診断技術の開発が望まれている。

2.3 現在のコンクリート構造物の劣化診断に関する問題点の抽出

1980年代半ばまでは, コンクリートの耐久性は半永久的なものであると考えられてきた。しかし, 1983年には海水の塩素成分がコンクリートにどの程度影響するかの研究報告があり, 塩害の問題が認識されるようになってきた²⁶⁾。また, 1999年に起こった, コールドジョイントが原因となる山陽新幹線の福岡トンネルでのライニングコンクリートの剥落事故, 2007年に起こったカナダのモントリオール市近郊の道路橋落橋事故, 2007年に起こったアメリカのミネソタ州の鋼トラス橋の落橋事故, 2012年に起こった山梨県笹子トンネルの天井版落下事故などがマスコミなどに取り上げられ, 社会基盤構造物に対する維持管理の重要性について多くの関心を引くようになった。しかし, 実情はコンクリートの劣化に関する対策はほとんどの場合で後手である事後保全型維持管理であり, 劣化が顕在化して初めて対策の検討がなされてきたと言っても過言ではない²⁷⁾。予防保全型維持管理へと移行することができれば, 今後膨大な社会資本の維持管理に関する費用を低減することができるとの試算が報告されている²⁸⁾。

このような背景の中, 図-1.1に示すようにコンクリートの非破壊試験方法についても, 強度推定に始まり耐久性診断, 性能診断へと高度化され続けてきた²⁹⁾。しかし, 各々の診断方法に注視すると, その信頼性は未だ十分とは言えず, 現在においても試験方法の改良が試み続けられている。

例えば, 小径コアを用いた圧縮強度の推定方法についてもその測定精度が十分ではないため, 未だ広く用いられずにいる状況にあり, その測定精度の向上が望まれる。また硫酸劣化を受けた下水管渠の劣化診断についても, 現状の診断技術では下水管渠の内側からのビデオカメラ観測などが主流であり, 下水管渠の部材としての曲げひび割れ荷重の評価を基にした健全度判定を適切に行うことは困難である。そのため, 下水管渠の適切な劣化診断を行う技術開発が急務であると考えられる。またASRによる損傷を受けたコンクリートの診断技術についても, 使用材料, 配合, 環境条件, 内部拘束状態が異なれば異なる挙動を示し, 統一的な材料劣化予測を行うことが難しく, そのため構造物全体の性能評価やリスク管理を行うことが困難とされている。次項では, 上記3項目についての既往の研究をまとめる。

2.3.1 小径コアを用いた圧縮強度の推定に関する既往の研究

小径コアとは、通常圧縮強度試験に用いられる $\phi 100\text{mm}$ コアよりも直径の小さなコア供試体 ($\phi 50\text{mm}$ よりも小さい) のことを指す。一般的には、供試体寸法が小さいほど寸法効果の影響により見掛けの圧縮強度が増大すると言われている。これは、コンクリートは様々な強度を有する要素で出来ているため、供試体の寸法が大きくなるほど欠陥を含む要素が介入する確率が高くなるという最弱エレメント説を根拠としている²⁾¹⁰⁾。ところが、寸法効果に関する既往の研究で取り扱われた供試体寸法は $\phi 100\text{mm}$ 以上であり、本研究で取り扱うような $\phi 25\text{mm}$ 程度の小径の寸法での既往の検討は数少ない。本節では、寸法効果および $\phi 25\text{mm}$ コアに関する既往の研究をまとめた。

(1) 寸法効果の原因

寸法効果は金属材料等の均一材料の分野で発達した概念である。コンクリートやその他の材料分野においても、寸法効果に関する研究が活発に行われてきた。コンクリートの材料的性質に起因する寸法効果の原因としては、(a) 壁効果、(b) 最大骨材寸法に対する供試体寸法の比率、(c) 供試体と加圧板の摩擦、(d) 養生の有効性などが挙げられる。

このうち、(d) については、Day と Haque の実験²⁾¹¹⁾によって、養生方法が寸法効果に与える影響はないことが示された。また、同報告では、角柱供試体も同様の挙動を示し、変動係数も供試体寸法が大きくなるにつれて低下することが明らかにされている。

(2) 骨材寸法の影響

骨材の最大寸法が供試体の寸法に対して大きすぎると、骨材粒子が大きいため応力分布に不均一性が生じ、圧縮強度試験値にばらつきが生じるとされている。そのため、さまざまな基準で骨材の最大寸法に対する供試体の最小寸法が規定されている。BS 1881:Part108:1985 および BS 1881:Part110:1983 では、20mm の粗骨材最大寸法に対して供試体の最小寸法は 100mm 立方供試体と $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱供試体とされており、40mm の粗骨材最大寸法に対しては 150mm 立方供試体と $\phi 150 \times 300\text{mm}$ の円柱供試体が供試体の最小寸法と定められている。ASTM C 192-90a および JIS A 1132 では、供試体の最小寸法が骨材の最大寸法の 3 倍以上であると規定されている。供試体の最小寸法に対する骨材の最大寸法が許容値を超える場合には、ウェットスクリーニングにより大きい骨材を取り除くことが規定されている。このように、強度用供試体の寸法に対して骨材寸法が大きすぎる場合には得られる試験値の変動が大きくなるため、各基準では骨材寸法の上限值が定められている。

しかし、小径コアを圧縮強度試験に用いようとする場合には、上記の規定を上回る寸法の粗骨材を含有することになる。このことについてはいくつかの既往の研究があるが^{2)12), 2)13)}、この様な条件で実務上使用できる程度に安定した圧縮強度試験値を得るためには、統計的な考え方を導入するなど更なる検討が必要だと考えられる。

(3) $\phi 25\text{mm}$ コアと $\phi 100\text{mm}$ コアの圧縮強度について

$\phi 25\text{mm}$ コアと $\phi 100\text{mm}$ コアの圧縮強度試験値は、供試体寸法が異なるため必ずしも一致しない。そのため、既往の研究では両者の強度差から強度に関する補正を行い、強度推定値を求める方法が提案されている²⁾¹⁴⁾。図-2.2 に示した既往の研究における $\phi 25\text{mm}$ コアと $\phi 100\text{mm}$

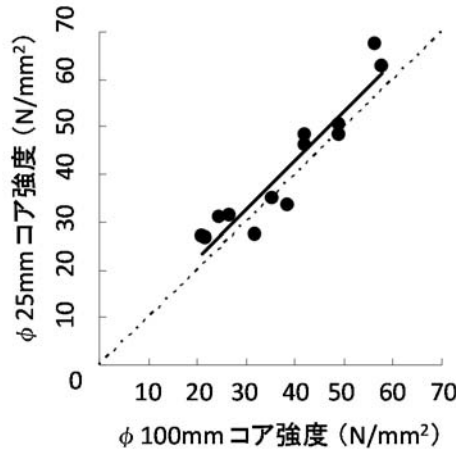


図-2.2 φ25mm コア強度とφ100mm コア強度の関係^{2.14)}

コアの圧縮強度の関係については、回帰直線の勾配はほぼ1となっており、非常に強い相関があることが示されている。また、φ25mm コアはφ100mm コアと比較し、強度が2.0N/mm²程度高くなっており、φ25mm コアの強度から2.0N/mm²を減じることで、試験材齢に関わらずφ100mm コアの強度に換算できると報告している^{2.15)}。しかし、φ25mm コアとφ100mm コアの強度は、供試体寸法以外の要因、例えば粗骨材の含有状態や載荷方法などにも左右されるため^{2.16)}、適当な強度の補正值については研究者によって意見が分かれており、今後統一的な見解を得る必要がある。

(4) φ25mm コアの圧縮強度のばらつきと必要な供試体数

一般的に、標準的な圧縮強度の変動係数はφ150mm コアでは3~6%であるのに対し、φ50mm コアでは7~10%となり、そのため圧縮強度の推定に必要な供試体数は多くなるとされている。既往の研究では、小径コアのばらつきを処理する方法として、 n の標本における最大偏差と標準偏差 s の比を用いて検定を行う Grubbs の方法に準じて棄却検定を行った事例がある^{2.17)}が、この方法では棄却の検定が緩く、コンクリート強度試験では本来棄却すべき異常な強度値も異常と判断されない場合がある^{2.18)}。

現在では、国土交通省よりコンクリートの強度を調べる微破壊試験方法として、小径コア法での圧縮強度試験が提案されている^{2.19)}。しかし、一般的に粗骨材寸法に対するコア直径が小さいほど、圧縮強度試験値の変動が大きくなり、このことが小径コアの圧縮強度試験値の取扱いを困難にしている。このように、小径コアに関する既往の研究は多くあるものの、小径コアを圧縮強度試験に用いるためには測定精度を上げるための検討が必要であると考えられる。

2.3.2 硫酸劣化を受けた下水管渠の劣化診断に関する既往の研究

我が国の平成27年度における全国下水道普及率は77.6% (下水道利用人口/総人口)、政令指定都市は93.7%であり^{2.20)}、政令指定都市では下水道はほぼ普及しているが、中小市町村の下水道普及率は未だに低く、今後も新規敷設が行われると思われる。一方、高度成長期に建設された下水道管路では経年劣化が数多く報告されており、とりわけ法定耐用年数50年を満たずに機能不全となるコンクリート製下水管渠の報告も数多い。さらに図-2.3に示すように、2020年代

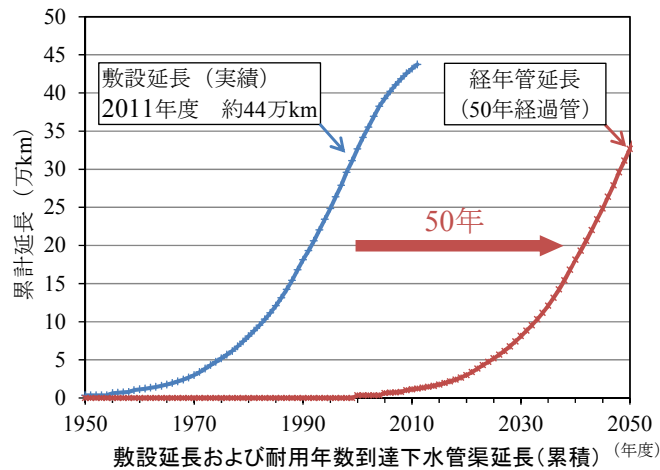


図-2.3 敷設延長および耐用年数到達下水管渠延長^{2.20)}

を境にし、多くの既設下水道管路が耐用年数 50 年を迎えようとしている^{2.21)}。そのため、近い将来には膨大な下水道管路ストックが一斉に寿命を迎えることになる。この下水道管路の大量の更新時期の到来により、多くの自治体の下水道事業に関する財政は厳しい状況になると懸念されている。下水道施設内では、様々な要因によりコンクリート構造物が劣化する可能性があるが、下水道施設の劣化現象で重大な問題として化学的侵食に位置づけられる「硫酸による腐食」が注目されており、最も対象範囲が広く腐食速度も大きいため、早急な対応が求められる。

下水道関連施設の硫酸による劣化が初めて報告されたのは約 100 年も前のことであり、それは米国のロサンゼルスにおける下水腐食の事例であった。その後も、エジプトのカイロや南アフリカ共和国のケープタウン、米国のオレンジカウンティなどの都市において同じような下水管渠の腐食劣化が報告されている。当初は、コンクリートが表面から欠損していく下水管渠腐食は、下水中物質による化学反応のみに起因する劣化であると認識されていた^{2.22)}。その後、1945 年にオーストラリアのメルボルンにおける下水管渠腐食事例が報告されたが、この時、Parker は一連の下水管渠腐食に微生物が関与していることを初めて提唱し、ある種の細菌によってセメント硬化体が腐食することを実験的に証明した^{2.23)}。

わが国において下水管渠腐食事例が初めて報告されたのは 1985 年のことである。また、同年には圧送管の下流部に位置する下水管渠でコンクリートの腐食による道路陥没事故も発生している。その後も下水管渠腐食や道路陥没の事例報告、腐食対策に関する研究報告が発表されている^{2.24)}。劣化事例のほとんどは供用開始後 30 年も満たない間に表面化したもので、中には 10 年を待たずして補修もしくは更新された例もある。最近では下水管渠に限らず、水処理施設や汚泥処理施設においてもコンクリートの腐食が顕在化し、深刻な問題となっている。これらは、施設周辺住民に対する異臭や環境の対策上、下水処理を密閉空間で行わなければならないことや、人口集中による下水処理量の過多などが原因として考えられる。また、下水道管路施設は通常地下に埋設されるため、密閉された環境で運用されており、以前は施設保全という観点からの日常点検の対象とはなっていなかった。さらに硫酸によるコンクリートの腐食現象はメカニズムが複雑で、加えて施設の腐食状況や事例に関して公開されている情報が極端に少ない状況にあった。

このような中、処理場施設およびポンプ場施設については、1991年に「コンクリート防食指針(案)」²²⁵⁾が日本下水道事業団から発刊されて以来、施設設計時点で必要に応じて適正な腐食対策が行われてきていたが、管路施設を対象とした腐食対策の設計マニュアル類は存在しなかった。その後、2002年に日本下水道協会より発刊された「下水道管路施設腐食対策の手引き(案)」²²⁶⁾に従い、下水管路の腐食点検も数多く行われるようになった。その点検手法は主としてTVカメラによる管内視覚調査やテストハンマーによる調査である。しかし従来の調査手法では劣化状況を正確に把握することが困難であり、新しい点検技術の確立が課題となっている。

硫酸によるコンクリート劣化に関する研究は精力的に継続されてきており、材料、配合、また硫酸濃度などの環境条件が与える影響に関する多くの情報が整えられてきた²²⁷⁾。また供用環境や設計耐用年数に対応したコンクリート配合を決定することや防食被覆等の施工の適用が、経済的なライフサイクルマネジメントの観点から重要だとする報告もある²²⁸⁾。

このような中で、ライフサイクルマネジメントに資するような硫酸による腐食のメカニズムに基づいた劣化診断の方法や、下水管渠を部材として捉えた力学的機能性の評価方法については未だ研究事例が少なく、今後の研究開発が望まれるところである。

2.3.3 ASRによる損傷を受けたコンクリートの力学的性質に関する既往の研究

わが国で1986年に総プロ法が施行されて以降、新設構造物の建設時のコンクリートに対し、アルカリ総量規制、混合セメントの使用、無害骨材の使用を規定することで、抑制対策以降のコンクリート構造物ではASRによる被害件数を大幅に抑えることができた²²⁹⁾。しかし、それ以前に建造された構造物や、それ以降に建造された構造物であっても、遅延膨張性骨材が使用されたものやペシマム現象を引き起こす骨材が混合使用された構造物などでは、未だにASRによる劣化が散見されている²³⁰⁾。よって、わが国ではASRによる劣化事例は少なくなったとはいえ、引き続きASRにより損傷を受けたコンクリート構造物の劣化調査やメンテナンスを行う必要がある状況だと言える。

このような中、JCIの性能規定に基づくASR制御型設計・維持管理シナリオに関する研究委員会では、その報告書の中で、①新設構造物に用いるコンクリートについて、如何にASRによる損傷リスクを回避できるか、如何に正確に膨張予測を行えるか、②実際にASRによる損傷が生じた場合、ASR診断と対策工法、追跡調査をオープンにする必要があり、その情報を用いて将来の劣化予測の精度向上のためのバックデータとすべきである、③既往の研究成果を基にして、ASRによる損傷を受けた部材の、時間ステップごとの性能低下に関する数値シミュレーションについてその再現精度を高め、リスク評価に活用する必要がある、ということが提言された²³¹⁾。この中で、特に部材の性能低下に関する数値シミュレーションの再現精度を高めるためには、ASRによる膨張がどのようにコンクリート部材の性能低下に影響するかを知る必要があるとしている。そのためにも、ASRの膨張に伴うコンクリートの力学的性能の低下について理解を深める必要がある。そこで、ASRによる膨張がコンクリートの力学的性能に及ぼす影響に関する既往の研究をまとめた。

(1) 圧縮強度や静弾性係数に及ぼす影響

ASRによる膨張によりコンクリートの圧縮強度や静弾性係数が低下することは、これまでの

実験結果^{2.32,2.33)}や構造物から採取したコンクリートコアの圧縮試験^{2.34,2.35)}により明らかになっているものの、現状の性能評価や部材の劣化予測に必要となる ASR 劣化コンクリートの力学的性能に関するデータの蓄積は未だ十分ではない。

ASR による膨張とその力学的性能に関する既往の研究について、海外では、膨張量と圧縮強度との関係について実験結果に基づき、その下限値をカバーする形で関係式が提案される例がある^{2.36,2.37)}。我が国においては、アルカリ量および配合が異なる安山岩およびチャートを用いて、膨張量が圧縮強度に与える影響の検討や、チャートのみを用いた検討^{2.33)}などが報告されている。また、水セメント比 60%、 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ の円柱供試体を用いて、 40°C 塩水環境下で促進膨張を行い、膨張量が圧縮強度および弾性係数に与える影響について検討した既往の研究^{2.38,2.39,2.40)}があり、その中で得られた膨張量が圧縮強度および弾性係数に与える影響は、膨張量 3000μ までは膨張量の増加に伴い若干の強度低下を示したのに対して、 3000μ 以上では膨張量に伴う強度低下は大きくなると報告されている。また静弾性係数については、膨張量 1000μ 程度で約 60% 程度まで低下し、それ以降は緩やかに低下する傾向を示していた。

膨張量 3000μ までの範囲で圧縮強度の低下が若干程度であった理由として、巨視的なひび割れは認められるものの、ひび割れが強度に顕著な影響を与えるほどの連結性を示すものでなかったとし、さらに、促進環境下でセメントの水和が促進されたことにより、セメントマトリックス強度が増加したことも影響したとしている。実構造物コンクリートでは、ASR による膨張が生じる時点で、既に十分に水和が進行していることを考慮すると、実際の圧縮強度の変化は、ASR による膨張が大きくなるにつれ低下するものと推察される。一方、水セメント比の違いが膨張挙動や圧縮強度、静弾性係数の低下に及ぼす影響に関しては、水セメント比にかかわらず、圧縮強度、静弾性係数ともに同程度と報告された。

ASR による膨張が圧縮強度に与える影響については、諸外国における既往の研究成果と国内の既往の研究成果との傾向は一致していることもあり、どのような反応性骨材を用いても ASR による膨張は圧縮強度を低下させるものと考えられ、また、圧縮強度よりも弾性係数の低下に大きく影響すること、および膨張初期の段階においても弾性係数が低下することなどが認識されている。ただし、骨材の反応性や単位体積当たりの骨材含有量などによってはコンクリートの膨張過程も異なり、コンクリートの圧縮強度低下率や膨張終了時の最終的な圧縮強度も異なるものと推察される。そのため、内部ひび割れの発生パターンの観点からなども含め、多角的な視点から損傷評価をする必要があると考えられる。

また、ひび割れの発生パターンについては、画像相関技術を適用した二次元的なひずみ分布とひび割れ状態、および載荷時のひずみ分布の相関について検討した報告がある^{2.41)}。この報告では荷重が加わった際に変形する挙動は、予め発生していた ASR ひび割れと関係があるとしており、ASR ひび割れがコンクリートの力学的挙動に影響を及ぼすことが明らかにされた。このことについて、今後は ASR による膨張に伴う強度低下や静弾性係数の低下のメカニズムの解明につながることを期待される。

(2) 内部拘束条件が ASR の膨張に伴う損傷状態に及ぼす影響

久保ら^{2.42)}は、内部拘束を受けたコンクリートの強度特性を解明し、骨材の反応性が高い場合には、拘束を受けた条件下であっても大きな膨張が生じうることや、拘束された条件で膨張

が進展しても、顕著な最大荷重や部材剛性の低下は生じないことなどを明らかにした。鍵本ら^{2.43)}は、拘束を受けた条件で ASR 膨張が進展した場合、拘束方向と直角方向に膨張が卓越し、その最終膨張量は自由膨張よりも大きくなること、また拘束を受けた部位から採取されたコアの残存膨張量がたとえ大きかったとしても、それが構造物の将来の膨張量を示すものではないことなどを報告している。これらの報告の通り、ASR による損傷は拘束条件の影響を受けることが知られており、既往の研究では RC 橋脚部や PC 梁試験体において、拘束方向に平行に採取したコアと直角に採取したコアでは、後者の方が圧縮強度や静弾性係数などの力学的性質の低下が著しいことが報告されている^{2.44),2.45)}。それらの報告では、この原因として拘束方向はコンクリートの膨張量が小さくなり、ひび割れ量が抑制されることが挙げられるとしている。

また、マッシュなコンクリートの内部でも、コンクリート自身による内部拘束力が働く。このようなコンクリート内部では表面付近と湿度環境が異なるため、表面部位のコンクリートの ASR 膨張挙動と内部の ASR 膨張挙動は異なる。上記の環境下で ASR による膨張を示すコンクリートの挙動についての報告もあり^{2.46)}、ここでは拘束による影響もあるものの、コンクリート内部の湿度環境が膨張挙動に及ぼす影響が大きいという結果を得ている。

このように、ASR 損傷を受けたコンクリートの性状について知見が集積されつつあるものの、ASR の特徴として、使用材料、環境条件、配合条件、拘束条件などの条件が一つでも異なれば膨張挙動が異なる傾向を示し、膨張挙動を決めるパラメーターが非常に多いため、未だ統一的な見解を得るに至っていない。そのため、実構造物に発生する ASR による損傷を正しく評価するためには、更なる知見の蓄積が急務であると思われる。

(3) ASR による損傷を受けたコンクリートの劣化評価に関する課題

ASR によりコンクリート部材が損傷したとしても、耐荷性能が著しく落ちることはない、との研究報告が数多くあり^{2.47),2.48)}、たとえ ASR により部材が損傷しても、剛性は落ちるものの直ちに危険な状態となることはないと言われている。一方、ASR の膨張圧力により鉄筋破断が引き起こされた事例も報告されており^{2.49)}、損傷後の構造物の安全性に関しては注意を払わなければならないとの報告もある。

昨今の ASR 研究者の動向として、ASR の膨張による材料劣化やその膨張挙動をデータベースとし、数値シミュレーションを用いて部材の損傷評価や将来予測を行うことが試みられている^{2.50),2.51)}。その予測精度を向上させるためにも、ASR の膨張による損傷を受けたコンクリートの材料劣化のメカニズムを解明することが必要とされている。

2.4 本研究で取り組む課題

本研究では、上記の既往の研究の背景に基づき、以下の点に着目し実施することとする。

- 1) コンクリート構造物の劣化評価を行う際には、コア採取により圧縮強度を把握することが必要となる場合がある。現在、小径コアを用いた微破壊による圧縮強度試験方法については国土交通省から指針が公表されている^{2.19)}ものの、圧縮強度測定精度は未だ改善すべき点があると考えられる。

よって、載荷方法や適切なコア寸法、また許容できる粗骨材寸法などに注目しつつ、実務で要求される測定精度が確保できる試験方法について、実験的に検討を行う。

- 2) 下水道施設での硫酸劣化は社会的に大きな問題であるが、未だビデオカメラによる調査など、コンクリートの表面から得ることの出来る情報で調査される場合が多く、コンクリート内部の劣化状態を反映した診断方法の確立が急がれる。

そこで、実環境下で劣化した下水管渠を試験体として用い、微破壊試験方法および非破壊試験方法を用いて、コンクリート内部の劣化状態を反映した診断方法について検討を行う。また、硫酸劣化による損傷を受けた部材（管渠）の耐荷性能の予測手法についても検討を行う。

- 3) ASR による損傷を受けたコンクリート部材に対する損傷評価を行うためには、コンクリートが ASR の膨張による損傷を受けた場合の材料劣化についてより詳細な情報を蓄積する必要がある。この材料の損傷に関する詳細な情報に関して、本研究では圧縮強度や静弾性係数が低下する現象と、コンクリート中に発生する内部ひび割れなどの情報、および圧縮載荷時に観測されるひずみ分布に着目し、ASR の膨張に伴い低下する力学的性能のメカニズムを明らかにすることを試みる。

また、ASR の膨張が進展する際に拘束力が働いている場合、そのひび割れに異方性が生じることが知られている。それらが力学的性質に及ぼす影響については、定性的な議論はなされてきたものの、定量的な議論は未だ不十分であると考えられる。そこで、供試体レベルおよび実構造物レベルで、拘束力に損傷の異方性が生じたコンクリートの力学的性能の評価方法について検討を行い、その結果を微破壊試験に適用する方法について検討する。

[参考文献]

- 2.1) 長瀧重義, 久田真: 土木コンクリートの技術の変遷と将来展望, コンクリート工学, Vol.37, No.1, pp.4-12, 1988
- 2.2) 小林一輔: コンクリート構造物の耐久性, コンクリート工学, Vol.23, No.2, pp.4-12, 1985
- 2.3) 柿崎正義: 安全工学, 鉄筋コンクリート造建物の寿命予測, Vol.30, No.6, pp.421-431, 1991
- 2.4) 平成 28 年度国土交通省白書: 国土交通省ホームページ
- 2.5) コンクリート構造診断入門: プレストレストコンクリート技術協会, 2011
- 2.6) セメント協会セメント化学専門委員会: 海水中の塩素成分はコンクリートにどの程度浸透するか, セメントコンクリート, No.433, pp.9-17, 1983
- 2.7) コンクリート構造診断工学: 魚本健人, 加藤佳孝, オーム社, pp4-10, 2008
- 2.8) 平成 23 年度国土交通省白書
- 2.9) 新コンクリートの非破壊試験: 社団法人日本非破壊検査協会編, 技報堂, pp.9-14, 2010
- 2.10) R.F. Blanks & C.C. McNamara: Mass Concrete Tests in Large Cylinders, ACI Materials Journal, Vol.31, pp.280-303, 1935.1
- 2.11) R. L. Day & N. M. Haque: Correlation Between Strength of Small- and Standard-Size Concrete Cylinders, ACI Materials Journal, Vol.90, pp.452-462, 1993.9
- 2.12) 片平博, 森濱和正, 池永博威: コア試験体の小径化が圧縮強度に与える影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.399-404, 2004
- 2.13) 笹倉伸晃, 伊藤始, 野永健二, 佐原春也: 粗骨材最大寸法 40mm のコンクリートより採取した小径コアによる構造体コンクリート強度の測定精度に関する実験的研究, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, V 部門, pp311-312, 2002
- 2.14) 佐藤文則, 森濱和正, 野永健二, 佐原春也: 小径コアによる構造体コンクリート強度の推定精度に関する一考察, 土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集, V 部門, pp305-306, 2004
- 2.15) 小径コア試験による新設の構造体コンクリート強度測定要領 (案): 土木研究所ホームページ, 2012
- 2.16) 佐原晴也, 森濱和正, 野永健二, 若林信太郎, 佐藤文則: 試験方法の違いが小径コアの圧縮強度に及ぼす影響, 土木学会第 61 回年次学術講演会, Vol.61, 2006.9
- 2.17) 渡海雅信, 内谷友也: 微破壊試験に使用する小径コア最適サイズの検証, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集, V 部門, pp601-602, 2011
- 2.18) 山本大介, 廣光俊海, 濱田秀則, 佐川康貴: 小径コアの圧縮強度の変動に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.403-408, 2013
- 2.19) 国土交通省大臣官房技術調査課: 微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領 (案), 2009
- 2.20) 下水道協会ホームページ
- 2.21) 下水道管路施設 維持管理マニュアル 2007: 日本下水道管路管理業協会, pp.177-183, 2007
- 2.22) 木下勲: 下水道コンクリート構造物の腐食について, 材料, Vol.47, No.10, pp.1031-1040,

1998

- 2.23) C.D. Parker : The Corrosion of Concrete 1, Austral. J. Exp.Biol., 23, 81, 1945
- 2.24) 三品文雄, 川口幸男, 堺好男 : 下水圧送管内における硫化水素の生成に関する一考察, 下水道協会誌, Vol.25, No.293, pp.59-68, 1988
- 2.25) コンクリート防食指針 (案) : 日本下水道事業団, 下水道業務管理センター, 1991
- 2.26) 下水道管路施設腐食対策の手引き (案) : 日本下水道協会, 2002
- 2.27) 蔵重勲 : 硫酸によるコンクリート劣化のメカニズムと予測手法, 東京大学学位論文, 2002
- 2.28) 三品文雄: 下水道施設におけるコンクリートの微生物腐食とその対策, コンクリート工学, Vol.41, No.10, pp.8-13, 2003
- 2.29) 建設省総合技術開発プロジェクト : 「コンクリートの耐久性向上技術の開発」 報告書<第二編>, pp.209, 1988
- 2.30) コンクリート橋の早期劣化機構の解明と材料・構造性能評価に基づくトータルマネジメントの開発 : 金沢大学 SIP-WG2 研究成果報告書, pp.105-117, 2016
- 2.31) 性能規定に基づく ASR 制御型設計・維持管理シナリオに関する研究委員会報告書 : 日本コンクリート工学会, pp.134-152, 2017
- 2.32) 小林一輔, 白木亮司, 森弥広 : ASR を生じたコンクリートの圧縮強度に関する 2, 3 の考察, 土木学会論文集, 第 426 号/V-14, pp.91-100, 1991
- 2.33) 久保善司, 服部篤史, 宮川豊章 : ASR コンクリートの力学的特性と劣化度評価について, コンクリート工学年次論文報告書, Vol.25, No.1, pp.1799-1804, 2003
- 2.34) 土木学会 : アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, 2005
- 2.35) 久保善司, 鳥居和之 : アルカリ骨材反応によるコンクリート劣化損傷事例と最新の補修・補強技術, コンクリート工学, Vol.40, No.6, pp.3-8, 2002
- 2.36) The institute of Structural Engineering : Structural effect of alkali silica reaction, pp.12-14, 1992
- 2.37) Clark L.A. : Structural aspect of alkali-silica, Structural Engineering Review, Vol.2 pp.81-87, 1990
- 2.38) 久保善司, 上田隆雄, 黒田保, 野村倫一 : アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学的性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1633-1638, 2006
- 2.39) 東原直, 久保善司, 上田隆雄, 野村倫一 : 過大な ASR 劣化膨張にともなうコンクリートの力学的性能の変化, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, pp.127-128, 2006
- 2.40) Yoshimori Kubo et al. : Influenced of ASR Expansion on Mechanical Properties of Concrete Deteriorated by ASR, 13th International Conference of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, 2008
- 2.41) 三木朋広, 宮川侑大 : ASR が生じたコンクリートの弾性係数および圧縮破壊挙動の評価に関する実験的研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 集 14 巻, pp.45-52, 2014.10
- 2.42) 久保善司, 渡邊悠輔, 森寛晃, 小川彰一 : ASR 膨張が内部コンクリートの強度特性に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1071-1076, 2008.7

- 2.43) 鍵本広之, 安田幸弘, 木下茂, 河村満紀: 種々の拘束度下にあるASR劣化コンクリートの膨張圧と膨張量, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.961-966, 2013.7
- 2.44) 稲垣崇秀, 尾花祥隆, 石井豪, 鳥居和之: ASR劣化PC梁供試体から採取したコアの力学的性質, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, 2009.7
- 2.45) 上田尚史, 中村光, 国枝稔, 前野裕文, 森下宣明, 浅井洋: コンクリート構造物におけるASR損傷と損傷後の構造性能の評価, 土木学会論文集 E2, Vol.67, No.1, pp.28-47, 2011.1
- 2.46) 鍵本広之, 安田幸弘, 木下茂, 川村満紀: 大型コンクリート円柱におけるASR表面ひび割れの発生メカニズム, コンクリート工学論文集, 第25巻, pp.201-211, 2014
- 2.47) 富山潤, 山田一夫, 金田一男, 伊良波繁雄, 大城武: ASR劣化したプレテンションPC桁の岩石学的検討に基づくASR診断および耐荷性能の評価, 土木学会論文集 E2, Vol.67, No.4, 578-595, 2011
- 2.48) 小柳洽, 六郷恵哲, 内田裕市, 長瀬道雄: 著しいAAR損傷を生じたRCはりの挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.1, pp.947-952, 1993
- 2.49) 鳥居和之, 池富修, 久保善司, 川村満紀: ASR膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.595-600, 2001
- 2.50) 上田尚史, 中村光, 国枝稔, 前野裕文, 森下宣明, 浅井洋: コンクリート構造物におけるASR損傷と損傷後の構造性能の評価, 土木学会論文集 E2, Vol.67, No.1, 28-47, 2011
- 2.51) 戸田圭彦, 佐藤智明, 山本貴士, 廣井幸夫: ASRを生じたPC梁供試体の耐荷性能評価に用いるFEM解析モデルの検討, 第23回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.95-100, 2014

第3章 小径コア法を用いたコンクリートの圧縮強度推定法の高度化

3.1 はじめに

我が国では、高度経済成長期に社会資本整備として多くのコンクリート構造物が建設された。既存構造物を長く安全に使いこなす観点から、高度経済成長期に建設された多くの構造物は、今後、補修や補強が必要となることが予測されている。しかし、構造物の多くは、コンクリート配合などの基本情報を入手することが困難である場合が多い。このため、復元設計の際に必要なコンクリート強度の情報などを得ることが難しい場合がある。このような場合には、既存コンクリートからのコア試料を基に圧縮強度を確認する必要が生じる場合がある。また、圧縮強度は工学的に重要なパラメータの一つであり、構造物の状況を診断するための大きな手掛かりとなる。

コンクリートの粗骨材最大寸法が 20mm~25mm の場合、JIS A 1107 に基づくと、コアの寸法は粗骨材の最大寸法の 3 倍以上である直径 100mm (以下、 $\phi 100\text{mm}$) のコアとなる。しかし、 $\phi 100\text{mm}$ のコアは既存構造物に与える損傷が大きいこと、また、高密度配筋の場合には採取できないなどの理由によりコア採取が困難となる場合が多い。このような場合には、 $\phi 50\text{mm}$ よりも小さい直径のコア (以下、小径コアと称す) による圧縮強度試験の実施が選択される場合がある。現在、国土交通省よりコンクリートの強度を調べる微破壊試験方法として、小径コア法での圧縮強度試験が提案されている^{3.1)}。しかし、一般的に粗骨材寸法に対するコア直径が小さいほど、圧縮強度試験値 (以下、試験値と称す) の変動が大きくなり、このことが小径コアの試験値の取扱いを困難にしている。

既往の研究では、小径コアによる試験値は、 $\phi 100\text{mm}$ コアによる試験値が $70\text{N}/\text{mm}^2$ 程度までの場合、 $\phi 100\text{mm}$ 寸法コアによる試験値と比べ、大きくなるとするもの^{3.2)}や概ね等しくなるもの^{3.3)}があり、これらの相違は試験方法に影響要因があるとした報告もある^{3.4)}。また、その試験値の整理方法などについても報告がある^{3.5)}。また、粗骨材最大寸法 40mm のコンクリートにおいて、小径コアの変動係数が大きくなるものの、補正式を用いた場合には $\phi 25\text{mm}$ 程度の小径コアを用いて強度の推定が可能との報告がある^{3.6)}。これらの検討結果より、既存の小径コアでの圧縮試験方法では、粗骨材最大寸法は 40mm までとし、端面はキャッピング処理をすることとして、構造体コンクリートの強度の算出では小径コアによる試験値から $2\text{N}/\text{mm}^2$ を差し引くことで得られるとしている^{3.1)}。

一方、著者による既往の検討で得られた結果^{3.7),3.8),3.9),3.10),3.11),3.12)}では、 $\phi 100\text{mm}$ コアによる試験値よりも小径コアによる試験値が小さくなる場合があった。また、端面はキャッピング処理よりも、端面研磨を施した上でテフロンシートを用いた载荷の方法が、試験精度が高い結果となった。そこで、本研究では小径コアの試験値の測定精度を高めることを目的にし、コアの直径、载荷方法、粗骨材最大寸法を変化させたコアの圧縮強度試験を行い、粗骨材含有率に着目しつつ考察を行った。また、小径コアによる試験値の変動の制御方法について提案を行った。

3.2 本章の構成

本章では、小径コア（ $\phi 25\text{mm}$ 、 $\phi 33\text{mm}$ ）の圧縮強度試験への適用性について検討した。本章の構成を表-3.1に示す。

実験1では、コア供試体寸法および粗骨材最大寸法が圧縮強度試験値や変動に及ぼす影響について実験的検討を行うため、粗骨材最大寸法20mmのコンクリート配合であるG20、および粗骨材最大寸法40mmであるG40の2種類のコア供試体を用い、圧縮強度試験に供した（3.3節）。コア供試体寸法は表-3.1に示すように、 $\phi 150\text{mm}$ ～ $\phi 25\text{mm}$ のものとした。

実験2では粗骨材最大寸法20mmのみを取扱い、供試体寸法 $\phi 33\text{mm}$ 、 $\phi 25\text{mm}$ に着目した。コンクリート配合や端面摩擦の影響が小径コア試験値の変動に及ぼす影響について実験的考察を行った（3.4節）。また、統計的手法を用いた小径コア試験値の変動の抑制方法について検討を行った（3.5節）。ここで、実験2で試験に供した配合Ⅲは、実験1のG20と同一配合とした。

実験3では、供試体寸法 $\phi 33\text{mm}$ に着目し、粗骨材最大寸法20mmの実PC構造物から切り出されたT桁部材より採取したコア供試体に、提案した小径コア試験値の変動の制御方法を適用し、その適用性について確認を行った（3.6節）。

表-3.1 本章の構成

	配合および供試体寸法	粗骨材最大寸法	荷荷条件	検討項目
実験1	配合名：G20, G40	40mm 20mm	摩擦あり 摩擦なし	コア供試体寸法および粗骨材最大寸法が圧縮強度試験値や変動に及ぼす影響（3.3節）
	供試体寸法 $\phi 150\text{mm}$, $\phi 125\text{mm}$ $\phi 100\text{mm}$, $\phi 75\text{mm}$ $\phi 50\text{mm}$, $\phi 33\text{mm}$, $\phi 25\text{mm}$			
実験2	配合名 配合Ⅰ※, 配合Ⅱ, 配合Ⅲ	20mm	摩擦あり 摩擦なし	コンクリート配合や端面摩擦の影響が小径コア圧縮強度試験値の変動に及ぼす影響（3.4節）
	供試体寸法 主として $\phi 33\text{mm}$, $\phi 25\text{mm}$ 比較用に $\phi 100\text{mm}$, $\phi 50\text{mm}$			小径コアによる圧縮強度試験値の統計的手法を用いた変動抑制（3.5節）
実験3	供試体名：PC解体T桁	20mm	摩擦あり 摩擦なし	実構造物から採取した小径コアの圧縮強度試験への適用性について（3.6節）
	供試体寸法 $\phi 100\text{mm}$, $\phi 33\text{mm}$			

※実験2の配合Ⅲは、実験1のG20と同一配合

3.3 コア供試体寸法および粗骨材最大寸法が圧縮強度試験値や変動に及ぼす影響（実験1）

3.3.1 実験方法

（1）コア採取用試験体の作製

300×500×300mmのブロック試験体を製作し、この試験体よりコア供試体を採取した。コンクリートの使用材料を表-3.2に、コンクリート配合を表-3.3に示す。コンクリートは打設後1日で脱型し、材齢56日まで温度20℃の環境にて湿布養生を行った。56日以降は20℃の気中養生とし、材齢3ヶ月以降にコアドリルにより各寸法のコア供試体を採取した。また、コアの採取方向と打設方向は同一とした。

（2）コア供試体の成形方法

採取するコアの直径はφ150mm, φ125mm, φ100mm, φ75mm, φ50mm, φ33mm, φ25mmとした。採取したコアの直径と高さの比が2.0となるよう端面研磨機にて研磨を行った。φ33mm, φ25mmコアの端面研磨では、コア供試体寸法が小さいため研磨による端面部分が損傷しやすい。これを防ぐため、写真-3.1に示すような専用の固定用治具を用い研磨中のコア供試

表-3.2 使用材料（実験1）

セメント	普通ポルトランドセメント（密度：3.16g/cm ³ ）
細骨材	海砂（表乾密度：2.58g/cm ³ ，吸水率：1.44%）
粗骨材	G20：砕石2005（表乾密度：2.73g/cm ³ ，吸水率：0.47%） G40：砕石2005（表乾密度：2.73g/cm ³ ，吸水率：0.47%）と 砕石4020（表乾密度：2.78g/cm ³ ，吸水率：0.49%）の混合骨材
AE減水剤	リグニンスルホン酸系化合物

表-3.3 コンクリート配合（実験1）

配合名	W/C (%)	粗骨材最大寸法 (mm)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					スランプ (cm)	空気量 (%)
				W	C	S	G	AE減水剤		
G20	42.0	20	44.0	166	395	753	1023	3.56	6.5	3.1
G40	42.0	40	39.3	157	374	689	1148	3.74	5.5	5.1



写真-3.1 小径コア固定用治具

体の振動を抑制し、また、送り速度を 0.25mm/min とし低送り速度で研磨した。また、試験値の変動に影響を及ぼす要因として載荷時の偏心があり、その偏心に影響する要因の1つに端面の平面度が挙げられる。JIS A 1132「コンクリート強度試験用供試体の作り方」に規定される載荷面の平面度は、供試体直径の 0.005%以下である。この規定に従う場合、 $\phi 25\text{mm}$ の小径コアで許容される平面度の誤差は 0.013mm 以内となり、このような精度での成形は困難であった。

そこで本実験で成形する $\phi 33\text{mm}$ 、 $\phi 25\text{mm}$ の小径コアの平面度では、成形可能な範囲で、かつ試験値に与える影響を可能な限り小さくするために、許容する平面度を 1mm 以内と設定した。また、研磨によりコア供試体高さが短くなるが、研磨後の h/d が 1.96~2.04 の範囲であることを確認し、この範囲を外れるコア供試体は除外した。

(3) コア供試体の本数

各寸法のコア供試体本数を $\phi 150\text{mm}$ から $\phi 75\text{mm}$ までは 3 本 1 組、これより小さいコア供試体については試験値のばらつきを考慮し、 $\phi 50\text{mm}$ は 5 本、 $\phi 33\text{mm}$ 、 $\phi 25\text{mm}$ は 25 本を 1 組となるようにコア供試体を準備した。ここで $\phi 33\text{mm}$ および $\phi 25\text{mm}$ のコア供試体の試験に供する本数については、以下の通りに定めた。すなわち、既往の研究から、同一コンクリートから採取した 50 本の $\phi 25\text{mm}$ の小径コア供試体の圧縮強度試験を行った際に、小径コアの試験値の平均値が有意水準 5%以下を満足するために必要となるコア供試体本数は 12 本以下であることを得ており³⁹⁾、これを根拠として、本実験では安全を見積もって 25 本を 1 組とした。

(4) 載荷試験方法

載荷試験について、減摩材（厚さ 0.1mm のテフロンシートを 2 枚重ねて、両端面と載荷板の間に挿入）が試験値に及ぼす影響を確認するため、端面研磨後のコア供試体に対し、摩擦あり（テフロンシートなし）、および摩擦なし（コア供試体の両端面に 2 枚重ねて減摩材を挿入）の両条件で圧縮強度試験を行った。なお、 $\phi 33\text{mm}$ 、 $\phi 25\text{mm}$ コア供試体は寸法が小さく、そのため、載荷試験機に備え付けられた球面座では大きすぎることが懸念されたため、小型の圧縮強度試験用球面座を用い載荷試験を実施した。写真-3.2 に $\phi 25\text{mm}$ コアの圧縮試験状況を示す。

ここで、小径コアに対して検長 30mm のワイヤーストレインゲージは JIS A 1149 に規定される「使用するひずみ測定器は粗骨材最大寸法の 3 倍以上の検長あるいは供試体高さの 1/2 以下



写真-3.2 載荷試験方法 ($\phi 25\text{mm}$)

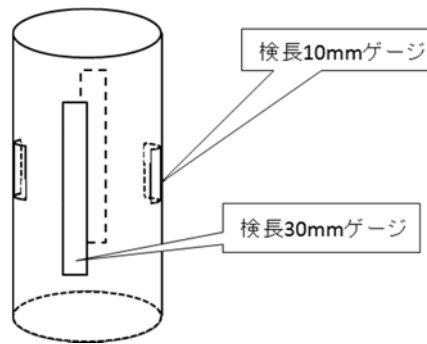


図-3.1 ワイヤーストレインゲージの貼り付け状態

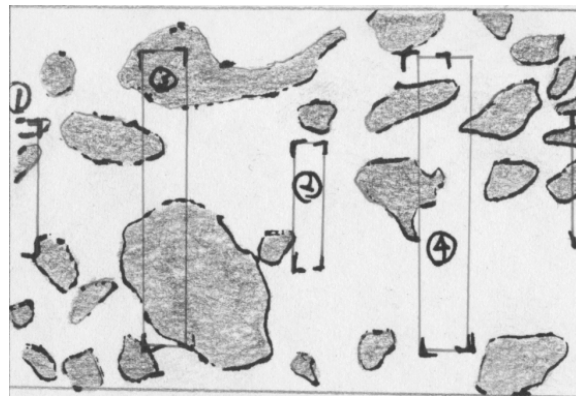


図-3.2 OHP シートによる表面の粗骨材分布

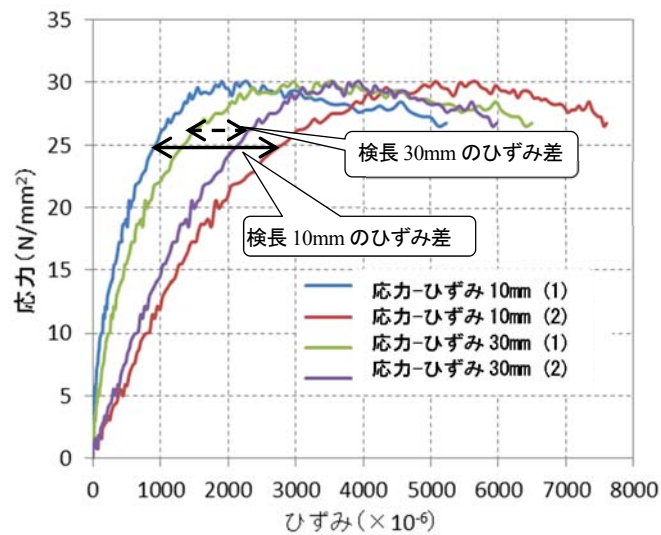


図-3.3 検長 10mm と 30mm の応力-ひずみ曲線

の検長のものを用いる」という項目を満足していない。また、既往の研究において小径コアに対する適正なワイヤーストレインゲージに関する検討は十分には行われていない。そこで、事前試験として、 $\phi 25\text{mm}$ 小径コアに対して検長 30mm のワイヤーストレインゲージと検長 10mm のワイヤーストレインゲージからひずみの挙動を比較し、どちらが小径コアに適したワイヤーストレインゲージ長かを検討した。

ここでは、 $\phi 25\text{mm}$ 小径コアに検長 10mm と検長 30mm のワイヤーストレインゲージを 2 枚ずつ図-3.1 のようにそれぞれ向かい合う位置に貼り付け、粗骨材がワイヤーストレインゲージに与える影響を調べた。検長 10mm のワイヤーストレインゲージについて、粗骨材を避けて貼りつけた場合と粗骨材に被るように貼りつけた場合、また検長 30mm のワイヤーストレインゲージについても、粗骨材を避けて貼りつけた場合と、粗骨材に被るように貼りつけた場合を設け、圧縮強度試験を行った。図-3.2 に粗骨材を避けた場合や避けなかった場合の、供試体表面の粗骨材分布とワイヤーストレインゲージの貼付場所を示す。また、図-3.3 に、それぞれの場合における圧縮強度試験で得られた応力-ひずみ曲線を示す。

図-3.3 より、粗骨材を避けて検長 10mm のワイヤーストレインゲージを貼りつけた場合は、同じ応力時の検長 10mm のもう 1 つのワイヤーストレインゲージから得られるひずみ差が、検長 30mm の 2 つの差よりも大きいことが確認された。よって検長 10mm のワイヤーストレインゲージでは、その貼り付け状況によってはひずみの挙動が粗骨材の影響を受け、ばらつく可能性がある。そこで本実験では 2 つのひずみの差がより少ない、検長 30mm のワイヤーストレインゲージを採用した。

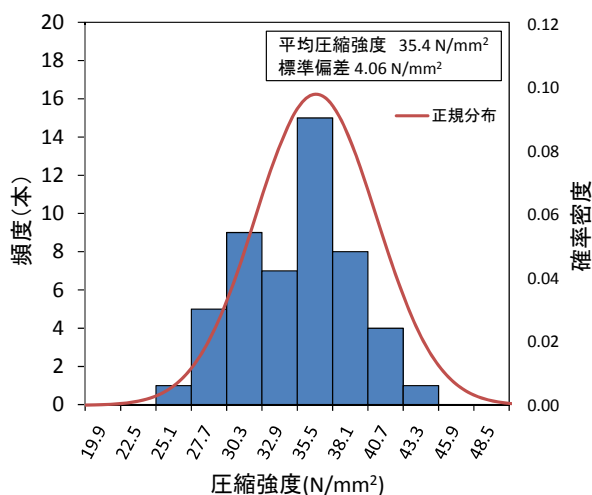


図-3.4 $\phi 25\text{mm}$ コア 圧縮強度試験値 ヒストグラムと正規分布（摩擦なし）

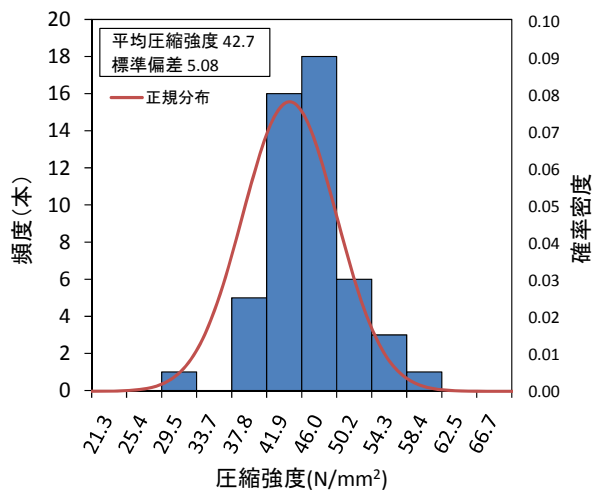


図-3.5 $\phi 25\text{mm}$ コア 圧縮強度試験値 ヒストグラムと正規分布（摩擦あり）

以上の結果を踏まえ、ワイヤストレーンゲージをコア供試体両側面の軸方向に2カ所貼付し、その平均値を縦ひずみとした。用いたワイヤストレーンゲージは、 $\phi 150\text{mm}$ および $\phi 125\text{mm}$ については検長 120mm を、 $\phi 100\text{mm}$ 、 $\phi 75\text{mm}$ については検長 60mm を、 $\phi 50\text{mm}$ 、 $\phi 33\text{mm}$ 、 $\phi 25\text{mm}$ については検長 30mm のものとした。

次に、図-3.4に摩擦なしの場合の $\phi 25\text{mm}$ コア供試体の圧縮強度試験値のヒストグラムと正規分布の図を、図-3.5に摩擦ありの場合のものを示す。これらの図より、 $\phi 25\text{mm}$ の小径コアでは、摩擦の有無に関わらず、圧縮強度試験値の分布は正規分布に近い形となっていることが分かる。そこで、本研究では小径コアで、摩擦なしの場合もありの場合も、圧縮強度の分布は正規分布に従うと仮定^{3.10)}した。その上で、圧縮強度の異常値を、(圧縮強度の平均値) $\pm 3 \times$ (標準偏差) から外れるものとし、これを外れた試験値は棄却するものとした。

3.3.2 試験結果および考察

(1) 摩擦の影響

本実験により得られた試験値を、粗骨材最大寸法 20mm について図-3.6に、 40mm について

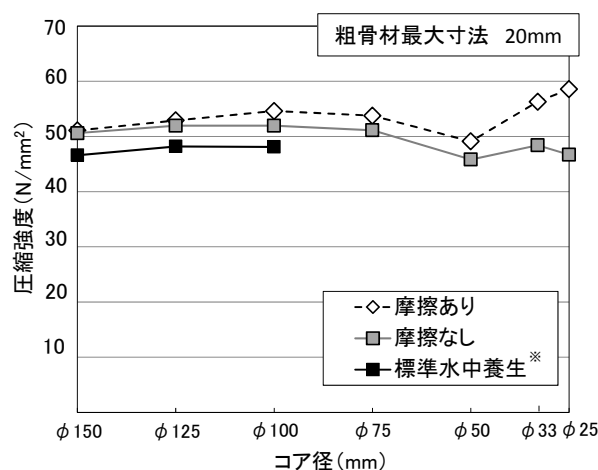


図-3.6 各寸法における圧縮強度 (G20) ※標準水中養生：材齢 28 日，摩擦あり

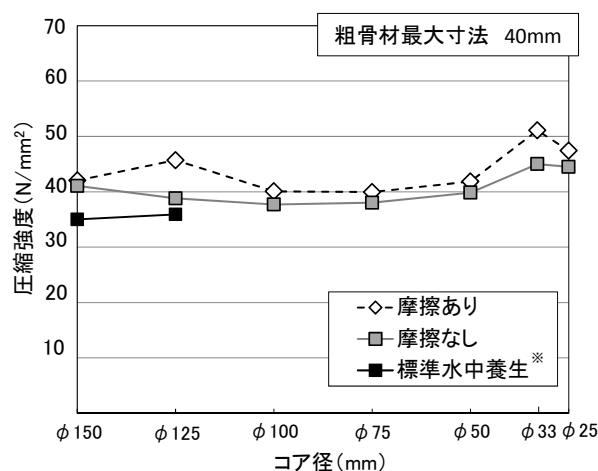


図-3.7 各寸法における圧縮強度 (G40) ※標準水中養生：材齢 28 日，摩擦あり

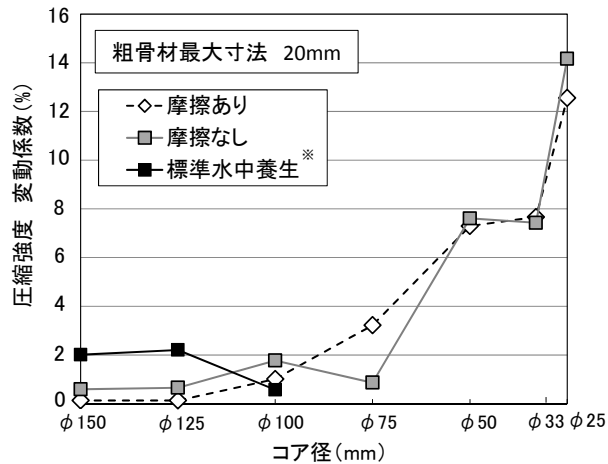


図-3.8 各寸法における圧縮強度の変動係数(G20) ※標準水中養生：材齢 28 日，摩擦あり

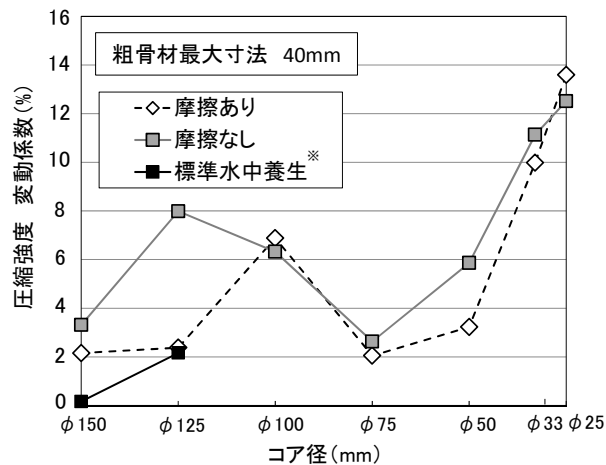


図-3.9 各寸法における圧縮強度の変動係数(G40) ※標準水中養生：材齢 28 日，摩擦あり

図-3.7 に示す。また，標準水中養生を行った材齢 28 日時の，摩擦ありでの試験値も併せて示す。ここで，全ての試験ケースで摩擦なしのものは摩擦ありの場合よりも小さな値となった。図-3.6，図-3.7 で得られた試験値の変動係数を，粗骨材最大寸法 20mm について図-3.8 に，40mm について図-3.9 に算出した。ここで図-3.6，図-3.7 に共通して確認できるが，摩擦なしの方が摩擦ありに比べ変動係数は小さくなる。このことについて，摩擦なしの载荷条件では，摩擦ありの場合に比べ試験値が小さくなるとの報告^{3.13)}もあり，本実験においても同様の現象が見られたと考える。

(2) コア供試体寸法の影響

図-3.6 より粗骨材最大寸法が 20mm の場合，φ100mm から φ150mm では，コア径が小さいほど試験値が高く，この範囲においては，コア供試体寸法が大きいほど試験値が小さくなる，いわゆる寸法効果が確認された。しかし，コア径 φ75mm を境にこの様な関係は見られない。また，図-3.8 より粗骨材最大寸法が 40mm の場合は，φ125mm から φ150mm の範囲でコア径が小さいほど試験値が高く寸法効果があると見て取れるが，コア径 φ100mm を境にこの様な関係は見られない。

断面寸法が大きい場合には寸法効果が見られるが、断面寸法が小さい場合には非均質度が大きくなるため破壊領域に局所化が生じ、基準強度に対する圧縮強度比の変動が大きくなる、との報告がある^{3,14)}。図-3.6、図-3.7で示される試験値についても、コア供試体直径が骨材の最大寸法より十分に大きい場合には、圧縮載荷時のコンクリートは比較的均質とみなすことができるため寸法効果が表れるが、コア供試体直径が粗骨材最大寸法の3倍より小さくなると、複合材料としての材料不均一性の影響が顕著になり破壊領域の局所化が生じ、寸法効果が表れなくなると推察される。

このことは図-3.8、図-3.9の圧縮強度の変動係数からも確認される。粗骨材最大寸法20mmの場合、粗骨材最大寸法の3倍を満たすφ100mmまでは摩擦あり、摩擦なしの場合ともに変動係数が2%未満と小さいが、それより小型のコア供試体寸法では、コア供試体が小さくなるとともに変動係数が大きくなっている。同様の現象が粗骨材最大寸法40mmの場合も見られた。すなわち、φ125mmの摩擦ありの変動係数が大きいものの、それ以外の粗骨材最大寸法の3倍を満たすコア供試体寸法φ150mm、φ125mmは変動係数が概ね2%程度となった。これより、粗骨材最大寸法20mm、40mmにおいて、粗骨材最大寸法の3倍を満たすコア供試体寸法では寸法効果の影響が確認されるが、それより小型のコア供試体寸法ではその関係が成り立たなくなり、圧縮強度の変動係数も大きくなることが確認された。

(3) 最大応力時のひずみと圧縮強度試験値の関係

図-3.10に粗骨材最大寸法20mmの最大応力時のひずみと試験値の関係を、図-3.11に粗骨材最大寸法40mmの同関係を示す。ここで、最大応力時のひずみとは、圧縮試験における最大応力時の縦ひずみとする。これらの図から、粗骨材最大寸法20mm、40mmの双方において、粗骨材最大寸法の3倍を満たすコア供試体寸法では最大応力時のひずみ値と試験値の関係が安定しているが、それより小型のコア供試体寸法では最大応力時ひずみの変動が増大し、それに伴い試験値の変動も増大することが確認される。特にコア供試体寸法が小さくなるにつれ、これらの関係の変動が大きくなる結果となった。

さらに、粗骨材最大寸法40mmの小径コア試験値について見てみると、φ25mm小径コアの試験値は、摩擦あり、摩擦なしの場合ともに、φ50mm、φ75mm、φ100mmよりも試験値が大きい結果となった。ここで、粗骨材最大寸法40mmのφ25mm小径コアの外観の一例を写真-3.3に示す。写真より、φ25mmコアのほぼ全断面が粗骨材で占められている。粗骨材最大寸法40mmのφ25mmコアでは、このような状況が多く見られた。この写真より、圧縮試験時にはほぼ全断面を占める粗骨材が直接圧縮されるため試験値がその他と比べ大きくなったと推察される。

(4) 粗骨材最大寸法40mmのコンクリートの小径コア圧縮強度試験への適用性について

粗骨材最大寸法40mmのコンクリートの小径コアによる圧縮強度試験の適用性について考察する。粗骨材最大寸法を40mmとする構造物は、一般的に鉄筋の配筋が疎であり構造物の断面が大きい場合が多い。このような場合には、粗骨材最大寸法の3倍を満たすφ150mmコアを採取できる可能性は高く、小径コアを圧縮強度用供試体として選択する必要性は低いと考えることができる。また、本章による試験結果から、粗骨材最大寸法が40mmのコンクリートは、試験値の安定性から考えて小径コアを用いた圧縮強度試験には適さないと考えられる。

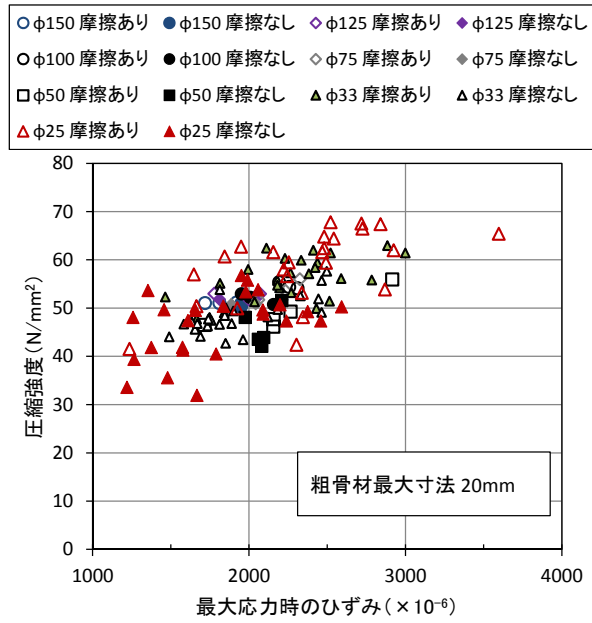


図-3.10 最大応力時のひずみと圧縮強度試験値の関係 (G20)

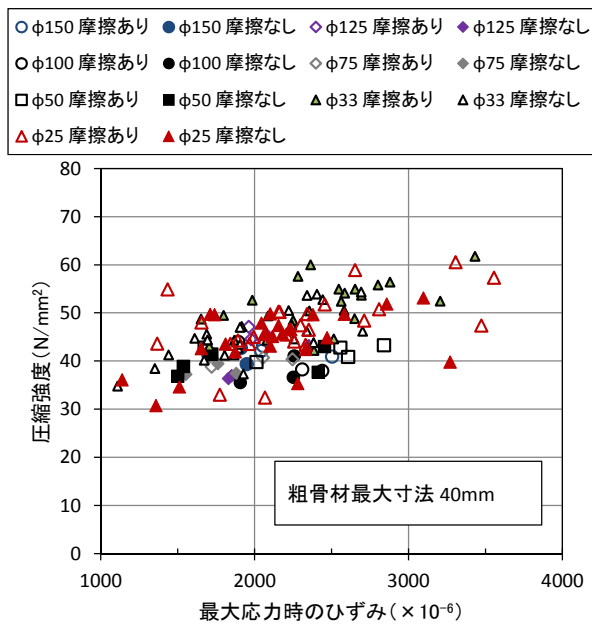


図-3.11 最大応力時のひずみと圧縮強度試験値の関係 (G40)



写真-3.3 φ25mm コア外観 (粗骨材最大寸法 40mm)

3.4 φ33mm およびφ25mm 小径コアの圧縮強度試験値の変動要因分析（実験2）

3.4.1 供試体概要

前章までの検討で、小径コアによる圧縮試験において、粗骨材最大寸法 40mm は適さないことを示した。そこで粗骨材最大寸法 20mm に着目しつつ、コンクリート配合が異なる場合の小径コア試験値の変動について、粗骨材含有率や載荷方法の違い（摩擦あり，摩擦なし），また，供試体寸法が小径コア試験値の変動に及ぼす影響について検討するため，φ100mm，φ50mm，φ33mm およびφ25mm の小径コアを用いた載荷実験を行った。ここでは，3種の異なるコンクリートおよびモルタル試験体（配合Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ）から採取されたコア供試体を用いた。

配合Ⅰは，W/C=50%のコンクリートブロックから採取したコア供試体を用い，配合Ⅱでは小径コアでの粗骨材が試験値に及ぼす影響について検討するため，配合Ⅰのコンクリートをウエットスクリーニングして作製したモルタルブロックより採取したコア供試体を用いた。配合Ⅰおよび配合Ⅱの使用材料は，結合材に普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm³），細骨材に海砂（表乾密度 2.58g/cm³，吸水率 1.59%），粗骨材に碎石 2005（表乾密度 2.91g/cm³，吸水率 0.81%），AE 減水剤はリグニンスルホン酸系である。配合Ⅰの条件でブロック供試体 300×300×500mm を作製し，配合Ⅱの条件でもブロック供試体 300×300×100mm を作製した。各ブロック供試体を打設後，1日脱型し，材齢 28 日まで標準水中養生を行い，その後温度 20℃の気中養生に切替え，材齢 12 ヶ月後よりコア供試体を採取した。なおコア採取は，配合Ⅰでは打設方向と垂直方向，配合Ⅱでは打設方向と同一方向より行った。配合Ⅲは 3.3 節の実験 1 で実施した G20 と同一配合とした。配合Ⅰから配合Ⅲのコンクリートおよびモルタルの配合を表-3.4 に示す。

コア供試体作製方法，載荷試験方法および縦ひずみの測定方法については，3.3 節で行った方法と同じとし，摩擦あり，摩擦なしの 2 つの載荷方法にて試験を実施した。ここで，小径コアでも，摩擦ありなしに関わらず，試験値の分布は正規分布に従うと仮定し^{3,10}，試験値が（試験値の平均値）±3×（標準偏差）から外れるものは除外した。このようにして棄却を行った後の各配合のコア供試体要因を表-3.5 に示す。以下，データの考察には棄却後の本数で求めた平均値に基づき行った。

3.4.2 圧縮強度試験値および静弾性係数試験結果

各配合の試験値の平均値を図-3.12 に，その時の圧縮強度の変動係数を図-3.13 に示す。図-3.12 より，摩擦ありの場合，配合Ⅰおよび配合Ⅱではφ33mm，φ25mm とともに基準圧縮強度φ100mm より小さいが，配合Ⅲは基準強度φ100mm より大きい。このように，摩擦ありの場合

表-3.4 コンクリートおよびモルタルの配合（実験2）

配合名	W/C (%)	粗骨材最大寸法 (mm)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				AE減水剤 (g/m ³)	AE剤 (ml/m ³)
				W	C	S	G		
Ⅰ	50.0	20	43.3	165	330	749	1150	1031	12
Ⅱ※	50.0	-	-	273	546	1239	-	1705	20
Ⅲ	42.0	20	44.0	166	395	753	1023	3560	-

※配合Ⅱは配合Ⅰのコンクリートをウエットスクリーニングして得られたモルタル

表-3.5 コア供試体要因（実験 2）

配合	コア直径 (mm)	載荷方法	供試体本数	棄却後供試体本数	備考
I	φ 100	摩擦あり	3	3	コンクリート供試体 W/C=50% 粗骨材最大寸法 20mm s/a=43.3%
	φ 50	摩擦あり	3	3	
	φ 25	摩擦あり	25	25	
		摩擦なし	25	25	
	φ 33	摩擦あり	50	49	
		摩擦なし	50	50	
II	φ 100	摩擦あり	3	3	モルタル供試体 W/C=50% 配合 I を ウエット スクリーニング
	φ 50	摩擦あり	5	4	
	φ 25	摩擦あり	25	25	
		摩擦なし	25	25	
	φ 33	摩擦あり	20	20	
		摩擦なし	20	20	
III	φ 100	摩擦あり	3	3	コンクリート供試体 W/C=42% 粗骨材最大寸法 20mm s/a=44.0%
	φ 50	摩擦あり	5	5	
	φ 25	摩擦あり	25	25	
		摩擦なし	25	25	
	φ 33	摩擦あり	25	25	
		摩擦なし	25	25	

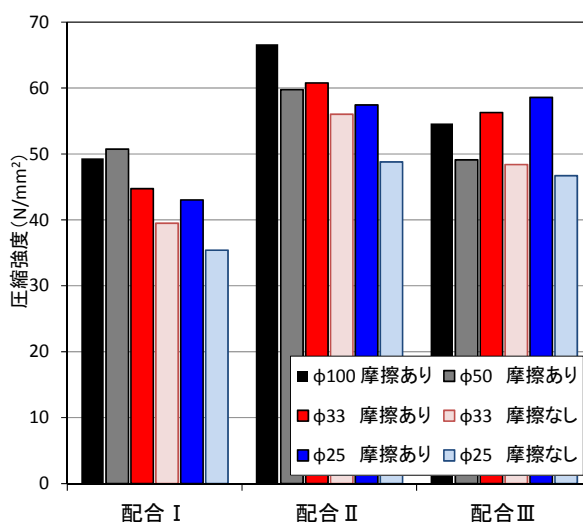


図-3.12 圧縮強度試験値の平均値

合には、小径コア試験値がφ 100mm 基準強度よりも大きくなる場合と小さくなる場合が見られた。これに関しては3.4.4 項で粗骨材含有率に基づき考察を行う。また、図-3.6 や図-3.7 と同様に、本実験結果でも摩擦なしのφ 33mm とφ 25mm の小径コアは、摩擦ありと比べ低い試験値であった。また、その結果、摩擦なしのφ 33mm とφ 25mm の小径コア試験値の平均値は、摩擦ありのφ 100mm 基準強度よりも小さな試験値となった。

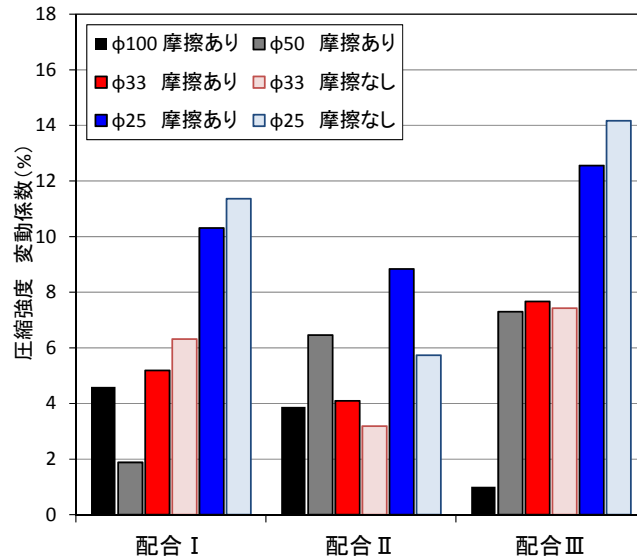


図-3.13 圧縮強度試験値の変動係数

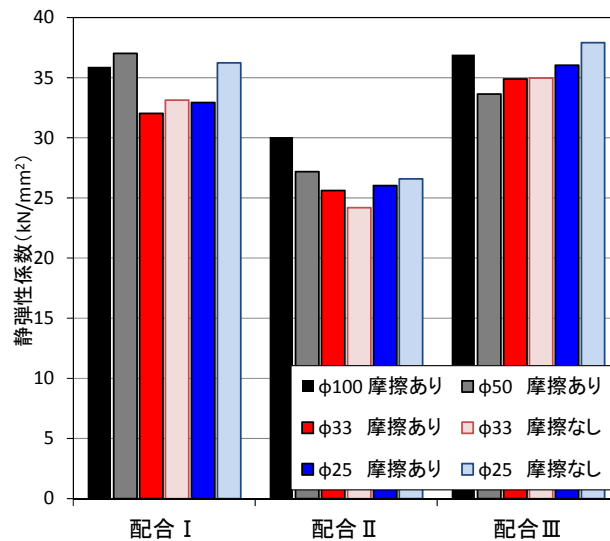


図-3.14 静弾性係数の平均値

図-3.13 に示した圧縮強度の変動係数は、全ての配合でφ100mmの変動係数が最も小さな値を示した。φ33mm、φ25mmの小径コアに着目した場合、摩擦の有無による変動係数の一貫した傾向は見られなかった。しかし、φ33mmとφ25mmの間で変動係数を比べた場合、φ33mmの方が小さい変動係数を示す結果となった。これより、圧縮強度の変動係数の観点から、φ25mm小径コアに比べφ33mm小径コアの方が安定した試験値を得ることができると分かる。また、静弾性係数の計測結果を図-3.14、その変動係数を図3-15に示す。静弾性係数も、おおよそ試験値と同様の傾向が見られ、φ25mmに比べφ33mmの変動係数が小さい結果となった。また、静弾性係数は摩擦の有無による影響は小さく、φ33mmで得られた結果はφ100mmと比べ、同等～5kN/mm²小さい値であった。

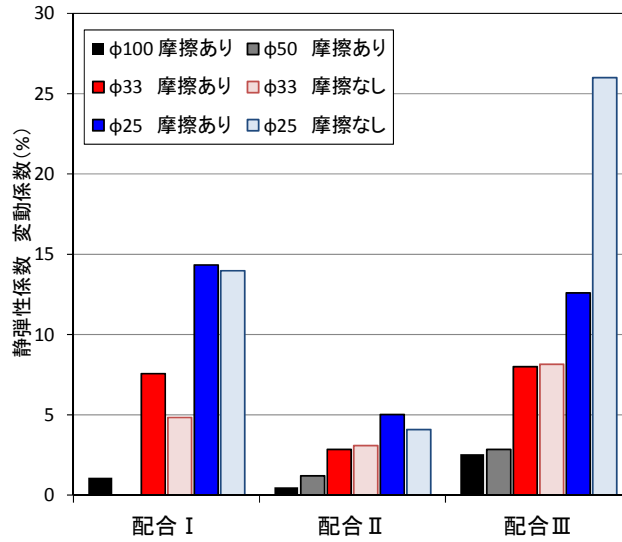


図-3.15 静弾性係数の変動係数

3.4.3 小径コアの寸法が圧縮破壊状況に及ぼす影響

図-3.16 に、配合 I の φ100mm 基準コア、φ33mm の摩擦なし、φ25mm 摩擦なしについて、試験値と最大応力時のひずみの関係を示す。この図より、各々の要因で試験値と最大応力時のひずみには正の相関が確認されるが、φ25mm よりも φ33mm の方が高い相関があることが明らかである。なお、この傾向は摩擦ありの場合よりも摩擦なしの方がより明確であった。さらに、その他の配合でも同様の傾向が確認されている。

コアの直径が小さくなるほど、粗骨材寸法やコンクリート内部の空隙や欠陥の寸法が相対的に大きくなり、それが小径コアの試験値の変動に大きく影響する^{3.15)}とされる。本研究においても、φ25mm と φ33mm を比較すると、φ33mm の方の変動係数が小さく、これは上述の影響が小さくなったことが原因と推察される。

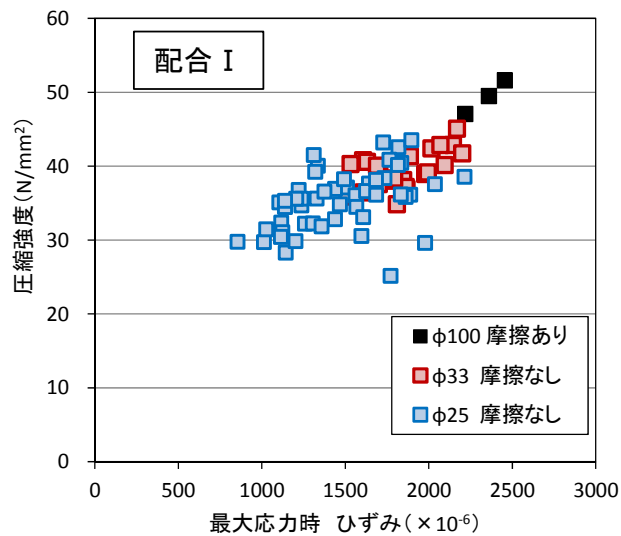


図-3.16 圧縮強度試験値と最大応力時ひずみの関係 (配合 I)

3.4.4 粗骨材含有率が小径コア圧縮強度試験値に及ぼす影響

図-3.12で、摩擦ありの場合に、異なる配合条件で基準強度となるφ100mm コアの試験値と小径コアの試験値の大小関係が異なる現象が見られた。この原因として、粗骨材含有量やW/Cなどの影響が挙げられる。このうち、W/Cが小径コアとφ100mm コアの強度比に影響を及ぼさないとの報告^{3.5)}がある。そこで、小径コアの粗骨材含有率に着目し、試験値との関係について検討した。

小径コア供試体を成形する過程では、同一コンクリートからコア採取を行ったとしても内在する粗骨材の骨材含有量や分布状況が大きく異なることが起こり得る。また、異なる配合であれば粗骨材含有量も変動する。本実験ではコア供試体の総体積に対する粗骨材体積の割合を粗骨材含有率 $R_g(\%)$ と定義し、次式(1)によって算出した。

$$R_g = \frac{\rho_c - \rho_m}{\rho_a - \rho_m} \times 100 \quad (\%) \quad (1)$$

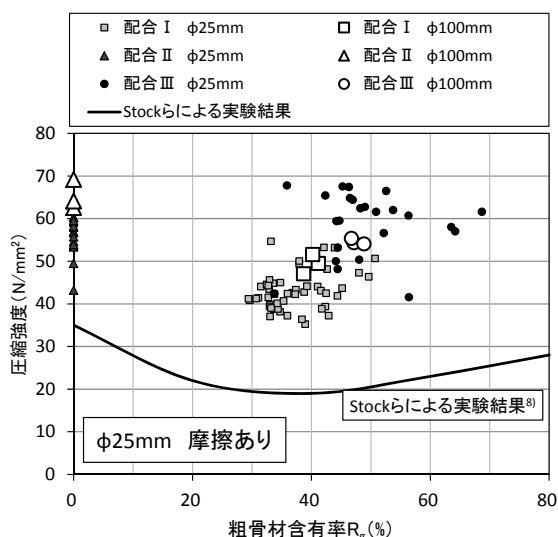


図-3.17 粗骨材含有率と圧縮強度の関係 (25mm 摩擦あり)

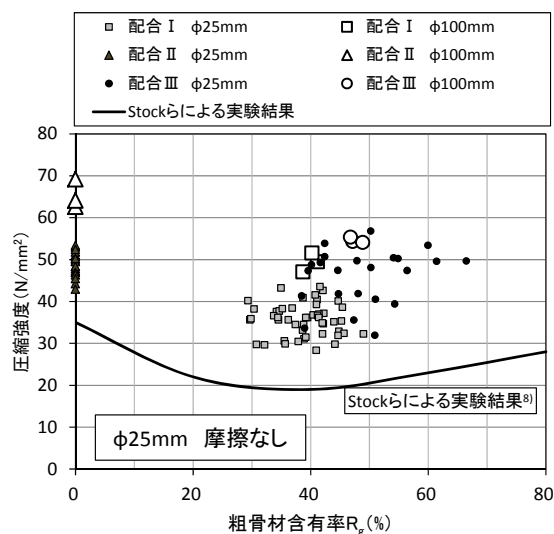


図-3.18 粗骨材含有率と圧縮強度の関係 (25mm 摩擦なし)

ここに、 ρ_c : コンクリート気乾密度 (g/cm^3), ρ_a : 粗骨材気乾密度 (g/cm^3), ρ_m : モルタル気乾密度 (g/cm^3), とする。

式(1)より得られる粗骨材含有率と試験値の関係について、 $\phi 25\text{mm}$ 摩擦ありを図-3.17に、 $\phi 25\text{mm}$ 摩擦なしを図-3.18に、 $\phi 33\text{mm}$ 摩擦ありを図-3.19に、 $\phi 33\text{mm}$ 摩擦なしを図-3.20に示す。なおこれらの図中には stock らによる $W/C=50\%$, $\phi 100\text{mm}$ 円柱供試体による粗骨材含有率と試験値との関係^{3,16)}も併記する。これらの図より、 $\phi 25\text{mm}$ や $\phi 33\text{mm}$ の小径コアでは、同一コンクリートから採取したコア供試体であっても、粗骨材含有率は大きく変動することが分かる。

例えば図-3.17, 図-3.18の同一配合中で、 $\phi 25\text{mm}$ 小径コアの粗骨材含有率と試験値の関係に注目した場合、粗骨材含有率が大きいほど試験値が大きい傾向が確認される。圧縮強度レベルは異なるが、粗骨材含有率による試験値の変化は Stock らの実験結果と同様の傾向が見られる。これより粗骨材含有率と試験値の間には強い関係性が存在すると推察される。Kawakami

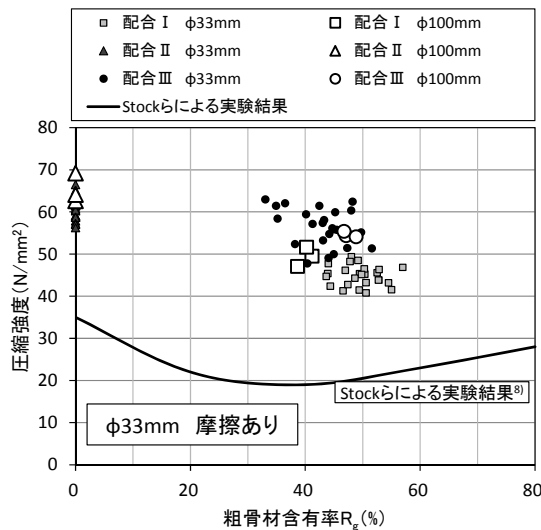


図-3.19 粗骨材含有率と圧縮強度の関係 (33mm 摩擦あり)

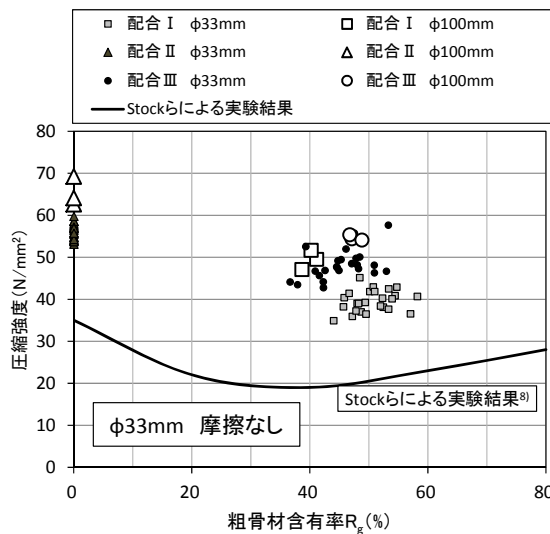


図-3.20 粗骨材含有率と圧縮強度の関係 (33mm 摩擦なし)

らの実験でも、様々な W/C で同様の傾向が見られている^{3.17)}。

また、図-3.12 で、摩擦ありの小径コア試験値が基準強度 $\phi 100\text{mm}$ の試験値より大きい結果となった。 $\phi 25\text{mm}$ および $\phi 33\text{mm}$ の配合Ⅲに着目すると、 $\phi 100\text{mm}$ コアの粗骨材含有率に比べ、その粗骨材含有率のばらつきは比較的大きいことが確認できる。このような場合には、図-3.17 および図-3.19 より、 $\phi 25\text{mm}$ 、 $\phi 33\text{mm}$ ともに小径コアの試験値が大きくなる傾向にあることが分かり、これは Stock らの実験結果とも整合する。しかし、摩擦なしの場合には試験値は小さくなり、また、その変動は抑制される傾向にある。

以上より、摩擦ありの場合において、小径コア試験値が基準強度 $\phi 100\text{mm}$ より大きい場合や小さい場合があるが、これは小径コア内の粗骨材含有率が大きく影響していると考えられる。また、図-3.17 と図-3.19、図-3.18 と図-3.20 を比較すると、 $\phi 25\text{mm}$ の粗骨材含有率は大きく変動するのに対し、 $\phi 33\text{mm}$ はその変動が小さくなることが分かる。これは $\phi 33\text{mm}$ の方のコア断面が $\phi 25\text{mm}$ より大きいため、粗骨材の含有状態が平準化されたことによると考えられる。また、それに伴い、図-3.13 の $\phi 33\text{mm}$ の圧縮強度の変動係数が $\phi 25\text{mm}$ より小さかったことや、図-3.16 で $\phi 25\text{mm}$ よりも $\phi 33\text{mm}$ の方がより高い相関が見られたように、圧縮強度の変動も抑制されていることが分かる。また、コア径が小さいほど、粗骨材含有率の影響のみならず、粗骨材の配置条件やコンクリート内部の空隙や欠陥の寸法の影響が相対的に大きくなる。これらのことも試験値の変動に大きく影響したと推察される。

3.4.5 端面摩擦が圧縮破壊状況に及ぼす影響

図-3.21 および図-3.22 に、 $\phi 33\text{mm}$ 小径コアの摩擦なしと摩擦ありの試験値と最大応力時ひずみの関係を示す。これらの図より、試験値と最大応力時のひずみの相関関係は、摩擦ありに比べ摩擦なしの方が高いことがわかる。この理由として、小径コアによる圧縮強度試験において、通常の $\phi 100\text{mm}$ コア供試体と比べ、粗骨材寸法がコア供試体寸法に対し相対的に大きいため、圧縮载荷中のコア供試体内での応力分布が不均一になりやすいことが挙げられる。既往の研究より、コア供試体端面と載荷板との間の摩擦の低減は、コア供試体内の圧縮応力分布の均一化に寄与することが明らかとなっている^{3.12)}。

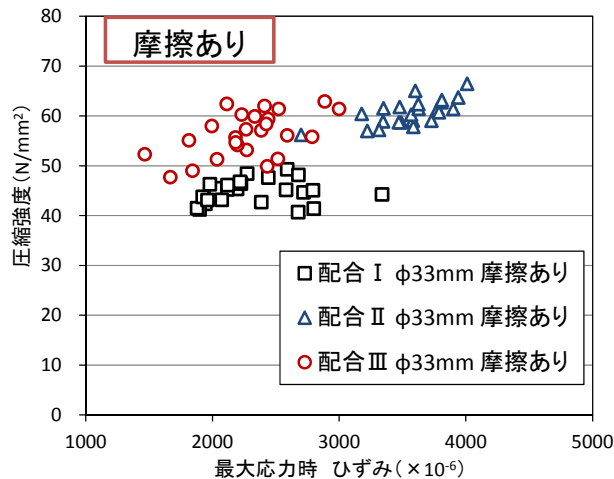


図-3.21 圧縮強度と最大応力時ひずみの関係（摩擦あり）

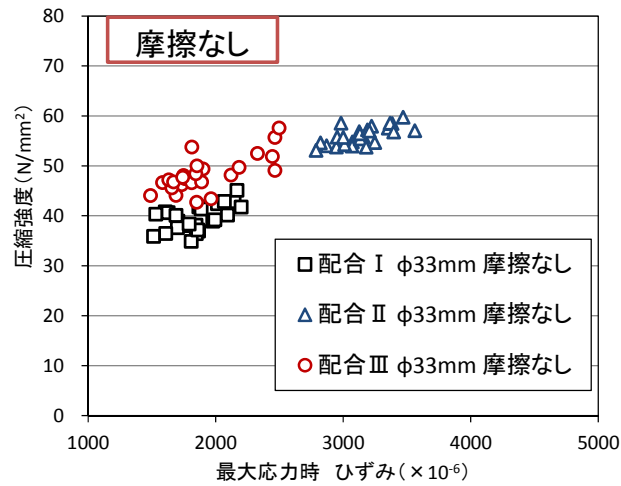


図-3.22 圧縮強度と最大応力時ひずみの関係（摩擦なし）

本研究で得られたデータより，小径コアによるコンクリートの圧縮強度試験において，摩擦なしの時に試験値と最大応力時ひずみの相関関係が高くなることが確認されたのは，このようなコア供試体内の応力分布の不均一さが改善されたことによるものであると推察される。

3.5 無作為抽出による圧縮強度試験値の標準偏差の変化と必要採取本数（実験 2）

一般的なφ100mm コア供試体による圧縮強度試験では、試験値の変動が95%信頼区間の範囲に入ることを前提に3本の試験値の平均値を取る。一方、φ25mm やφ33mm の様な小径コアによる試験値は、コア供試体の寸法が小さいほど、粗骨材や内部欠陥の影響が大きくなり、試験値の変動が大きくなることが明らかとなった。そのため、小径コアの試験値では、信頼区間95%を満たすための必要コア供試体本数を改めて検討する必要がある。

ここでは、3.4 節で得られた小径コアの試験データを用い、無作為抽出による小径コア試験値の標準偏差の変化を基に、小径コア試験値の変動が信頼区間95%を満たす必要コア供試体本数について試算した。

（1）必要コア供試体本数の試算方法

本試算の方法を以下に示す。φ25mm, φ33mm で得られた小径コア試験値を用い、配合ごとの全試験データ（母数）から、乱数を用いて無作為に抽出する。抽出本数を、平均試験値を算出するコア供試体本数と仮定し、1本から20本までと設定した。各抽出本数で無作為抽出を、1000回を上限として試行し、抽出されたデータの試験値の平均値とその標準偏差を、抽出本数ごとに求めた。なお、平均二乗誤差0.01を閾値とし、試行前後で平均二乗誤差が0.01を下回る場合には値が収束したとみなし、試行を終了させた。

ここで、基準強度となるφ100mm コアによる信頼水準95%での許容誤差を求めたところ、本実験では5.0N/mm²であった。そこで、小径コアの試験値の許容誤差範囲も5.0N/mm²、つまり試験値の平均値から±2.5N/mm²以内と設定し、小径コアにもφ100mm コアと同水準の信頼水準を持たせるように設定した。ここで平均値μ、標準偏差をσとした時、有意水準5%の信頼区間はμ±2σとなる。すなわち、σ=1.25N/mm²のとき、95%の確率で試験値の平均値から±2.5N/mm²以内の値が得られる。その標準偏差σ=1.25N/mm²を満たすために必要となるコア供試体本数を、抽出本数と標準偏差の計算結果から求めた。

（2）必要コア供試体本数の試算結果

上述の計算方法によって算出された抽出本数と標準偏差の関係を、配合 I について図-3.23 に、

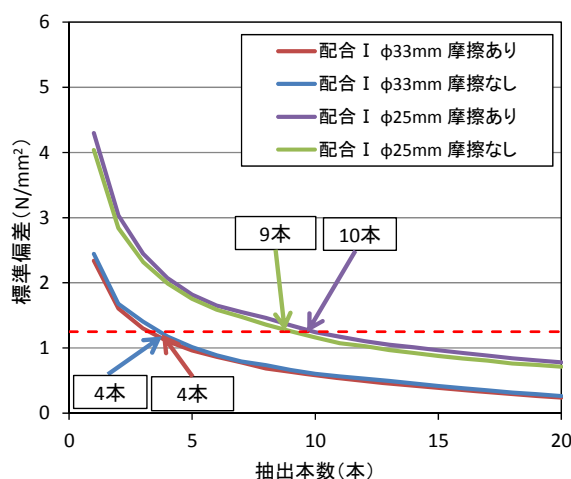


図-3.23 標準偏差と抽出コア供試体本数の関係（配合 I）

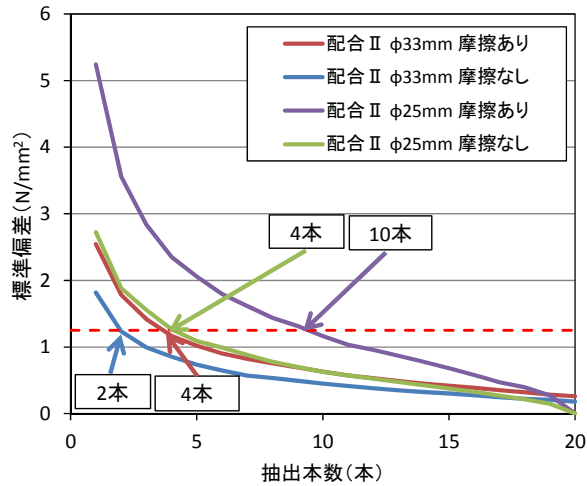


図-3.24 標準偏差と抽出コア供試体本数の関係（配合Ⅱ）

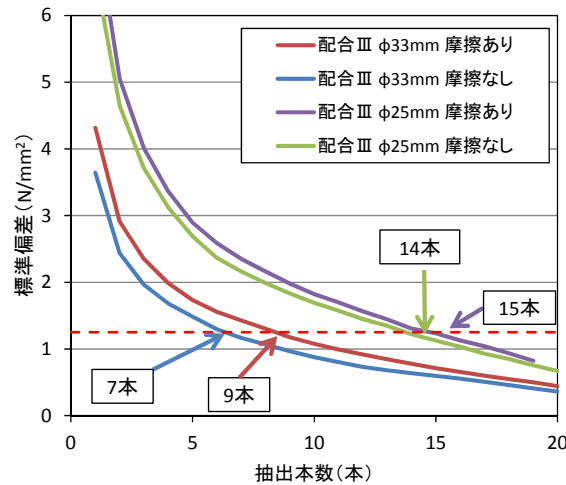


図-3.25 標準偏差と抽出コア供試体本数の関係（配合Ⅲ）

配合Ⅱについて図-3.24に、配合Ⅲについて図-3.25に示す。ここで、図-3.23～図-3.25の試算結果に共通するが、必要コア供試体本数は摩擦なしの方が摩擦ありよりも少なく、また、φ33mmの方がφ25mmよりも少ない結果となった。すなわち、本実験結果では、φ33mm摩擦なしの場合に、必要コア供試体本数が最も少ない結果となった。このことは、図-3.16、図-3.21、図-3.22で示したように、コア供試体寸法が大きい方が、また、摩擦なしの方が、試験値と最大応力時ひずみの相関関係が高かったことと一致する。なお、φ33mmで摩擦なしの場合の中でも、配合Ⅰの場合には4本、配合Ⅲの場合には7本であり、必要コア供試体本数の算出結果が異なる。このことは、図-3.13で示した圧縮強度の変動係数が大きいほど、必要コア供試体本数が多いことと一致する。

表-3.6に、φ100mm基準強度、およびφ33mm摩擦なしの場合で算出された必要採取本数時での小径コア試験値の平均値と許容誤差、また、φ100mm基準強度に対する小径コア試験値の強度比を示す。本研究の範囲の中では、φ100mm基準強度と比較し、小径コアの試験値は約80%～90%の値となった。また、配合Ⅱのモルタル供試体の圧縮強度の変動係数は、その他の配合Ⅰ、配合Ⅲに比べ小さく、安定した試験値を得られた。安定した原因は粗骨材の影響を受

表-3.6 $\phi 100\text{mm}$ 基準強度と小径コア圧縮強度試験値

	基準強度 $\phi 100\text{mm}$ 摩擦あり (N/mm^2)	$\phi 33\text{mm}$ 摩擦なし 圧縮強度 ± 2.5 (N/mm^2)	基準強度に 対する小径コア 圧縮強度の 強度比 (%)
配合 I	49.3	39.5 ± 2.5	80.1
配合 II	66.7	56.0 ± 2.5	84.0
配合 III	54.6	48.4 ± 2.5	88.6

けなかったことによると考えられるが、 $\phi 100\text{mm}$ 基準強度に対する試験値の強度比は、モルタルにおいても、コンクリートの配合と同様に 80%~90%の範囲であった。

(3) 小径コアによる圧縮強度試験方法の提案

本実験中での小径コア圧縮強度試験では、 $\phi 33\text{mm}$ 摩擦なしの場合に得られる試験値が最も安定した。また、 $\phi 25\text{mm}$ 小径コアの寸法は、粗骨材最大寸法 20mm の条件では小さすぎるため、圧縮強度の変動を制御することが困難であると推察される。

さらに、小径コア試験値の許容誤差範囲を $5.0\text{N}/\text{mm}^2$ と設定した時、これを満たすために必要となるコア供試体本数は小径コアの圧縮強度の変動係数によって変化するが、 $\phi 33\text{mm}$ の小径コアコンクリートの場合で 4 本~7 本であると算出された。しかし、上述の条件でも $\phi 100\text{mm}$ コアによる圧縮破壊と小径コアの摩擦なしでの圧縮破壊のメカニズムは、図-3.16 から分かるように異なることが推測される。そのため、得られる試験値は同じではない。しかし、対象構造物の諸条件により $\phi 100\text{mm}$ コアの採取が難しいため小径コア法を圧縮強度試験に適用する場合には、本研究の範囲内では、粗骨材最大寸法 20mm より小さく、 $\phi 33\text{mm}$ 寸法の小径コア、摩擦なしの条件で、 $\phi 100\text{mm}$ 基準強度に対し 80~90%程度の試験値を得ることができることが分かった。

3.6 実構造物より採取した小径コアの圧縮強度試験への適用性について（実験3）

本節では、1974年より32年間北部九州地区で供用され、撤去されたPC橋のT桁から切り出された部材より採取したコア供試体（PC解体T桁と称す）を用い、小径コアによる圧縮強度試験の適用性について検討を行った。写真-3.4に切り出されたPC橋の解体後のT桁の外観を示す。なお、切り出された解体T桁のコンクリート断面には際立った劣化は確認されなかった。また、粗骨材最大寸法は20mmである。コア供試体の準備方法や載荷方法は、3.4節と同じとした。

供試体要因および実験結果を表-3.7に示す。摩擦ありの場合、実験2の配合Ⅲと同様にPC解体T桁のφ33mm小径コア試験値は基準強度よりも大きい結果となったが、摩擦なしの場合で基準強度に比べ、91.4%の値となった。また、φ33mmの摩擦なしの場合で95%信頼限界を満たすコア供試体本数が10本との結果となったが、これはφ33mm摩擦なしの圧縮強度の変動係数が9.5%と大きかったためである。

以上の結果より、実構造物より採取されたφ33mm小径コア供試体を用いた場合でも、実験2で示した方法により、φ100mmコアによる基準強度と比べ、約90%の試験値を得ることができた。



写真-3.4 PC解体T桁 切り出し部材外観

表-3.7 PC解体T桁 供試体要因および実験結果（実験3）

供試体名	コア直径 (mm)	載荷方法	供試体本数	棄却後供試体本数	圧縮強度 平均値 (N/mm ²)	圧縮強度 変動係数 (%)	95% 信頼限界を 満たすコア 供試体本数	基準強度 に対する 圧縮強度 の比 (%)
PC解体 T桁	φ100	摩擦あり	3	2	55.8	4.3	-	-
	φ33	摩擦あり	25	25	58.4±2.5	11.6	14	104.7
		摩擦なし	25	25	51.0±2.5	9.5	10	91.4

3.7 本章のまとめ

3.7.1 各節のまとめ

本章では、コア供試体寸法や粗骨材最大寸法、コア供試体内に含まれる粗骨材含有率、また、端面摩擦の影響をパラメータとした時の圧縮強度の変動要因の整理と、これらを基にした小径コアの圧縮強度の変動の抑制方法について検討を行った。以下に各節で得られた知見をまとめる。

3.3 節「コア供試体寸法および粗骨材最大寸法が圧縮強度試験値に及ぼす影響」のまとめ

- ✓ コア供試体直径が骨材の最大寸法より十分に大きい場合には寸法効果が表れるが、コア供試体直径が粗骨材最大寸法の3倍より小さくなると破壊領域の局所化が生じ、寸法効果が表れなくなる。
- ✓ 粗骨材最大寸法が40mmの場合、小径コア断面中に占める粗骨材の占有面積が過大であったため、粗骨材最大寸法40mmのコンクリートは圧縮強度試験用コア供試体として小径コアは適さないと判断された。

3.4 節「 $\phi 33\text{mm}$ および $\phi 25\text{mm}$ 小径コアの圧縮強度試験値の変動要因分析」のまとめ

- ✓ 小径コア圧縮強度試験では、摩擦なしの載荷法が摩擦ありに比べ得られる試験値が安定していた。このため、小径コア圧縮試験では摩擦なしの載荷法が望ましい。
- ✓ $\phi 33\text{mm}$ のコア断面の方が $\phi 25\text{mm}$ より大きいため、粗骨材の含有状態が平準化される。そのため、 $\phi 25\text{mm}$ の粗骨材含有率は大きく変動するのに対し、 $\phi 33\text{mm}$ の場合は小さくなる。それに伴い、 $\phi 33\text{mm}$ の圧縮強度の変動係数は $\phi 25\text{mm}$ より小さくなり、圧縮強度の変動も抑制される。

3.5 節「無作為抽出による圧縮強度試験値の標準偏差の変化と必要採取本数」のまとめ

- ✓ 小径コア圧縮強度試験では、 $\phi 33\text{mm}$ 摩擦なしの場合に、他条件での小径コア圧縮強度試験値と比べ、最も試験値と最大応力時ひずみの相関関係が高くなった。また、試験値の許容誤差範囲 $5.0\text{N}/\text{mm}^2$ の条件を満たすために必要となるコア供試体本数も $\phi 33\text{mm}$ 摩擦なしの場合に最も小さくなった。なお、 $\phi 33\text{mm}$ で、摩擦なしの場合に試験値が許容誤差範囲 $5.0\text{N}/\text{mm}^2$ の条件を満たすためのコア供試体本数は4本～10本であった。
- ✓ 小径コアを用いて、基準圧縮強度である $\phi 100\text{mm}$ コアとほぼ同等の試験データを得ることは難しい。本研究の範囲内では、最も妥当な小径コア圧縮強度試験方法として、 $\phi 33\text{mm}$ 摩擦なしとし、その場合の小径コア圧縮強度試験の結果は、 $\phi 100\text{mm}$ 基準強度に対して80～90%程度であった。

3.6 節「実構造物より採取した小径コアの圧縮強度試験への適用性について」のまとめ

- ✓ 実構造物より採取された $\phi 33\text{mm}$ 小径コア供試体を用いた場合でも、本章で示した圧縮強度試験方法を適用することにより、室内実験で得られた結果と同様に $\phi 100\text{mm}$ コアに

よる基準強度と比べ、約 90%の試験値を得ることができた。

3.7.2 本章で得られた知見と意義

本章で得られた知見によると、従来から提案される小径コアによる圧縮強度試験方法^{3.1)}とは異なり、粗骨材最大寸法 40mm のコンクリートは、 $\phi 25\text{mm}$ 、 $\phi 33\text{mm}$ の様な小径コアによる圧縮強度試験には適さず、また、粗骨材最大寸法 20mm のコンクリートであっても、 $\phi 33\text{mm}$ 以上のコア径による圧縮強度試験が望ましいとの結果を得た。また、信頼区間 95%以上の試験値の精度を求めるには、コア供試体両端面を研磨した後、摩擦なしの載荷条件で、小径コア供試体が 4 本~10 本必要となる。この時得られる小径コアによる試験値は、 $\phi 100\text{mm}$ コアによる試験値と比べ 80~90%となる結果を得た。

しかし、 $\phi 100\text{mm}$ コアと小径コアでは圧縮強度試験時の破壊メカニズムは同じではなく、そのため得られる試験値は同じではない。そのため、 $\phi 100\text{mm}$ コアの採取が可能であるならば、これによる圧縮試験の方が望ましいと考えられる。

3.7.3 今後の課題

本実験では、粗骨材の含有率について実験的考察を行い、粗骨材が少ない場合や多い場合に試験値が小さくなることを示した。ここで、本実験で取り扱った粗骨材とは 5mm~20mm のものである。実際にはこの粒度範囲の中でも、20mm 粒径が多い場合や 5mm 粒径が多い場合など粒度に偏りが生じることが考えられ、この骨材粒径の分布の違いが $\phi 33\text{mm}$ の小径コア圧縮強度へ影響することが予想される。しかし、本実験ではこれについて検討を行っていない。

今後の課題として、同じ粗骨材最大寸法 20mm の場合でも骨材の粒度分布が異なる場合に、どの程度 $\phi 33\text{mm}$ の圧縮強度試験値へ影響を及ぼすかを検討するべきであると考えられる。

[参考文献]

- 3.1) 国土交通省大臣官房技術調査課：微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領（案）：2009.4
- 3.2) 若林信太郎，谷川恭雄，中込昭，佐原晴也，寺田謙一：小径コアによる構造体コンクリートの強度の推定方法に関する研究（その2 構造体コンクリート強度推定式の設定），日本建築学会構造系論文集，Vol.67，No.561，pp.9-16，2002.11
- 3.3) 野永健二，若林信太郎，森濱和正，佐藤文則，佐原晴也：小径コアによる新設構造体コンクリート強度の推定方法に関する一考察，土木学会第60回年次学術講演会講演概要集，Vol.60，pp.519-520，2005.9
- 3.4) 佐原晴也，森濱和正，野永健二，若林信太郎，佐藤文則：試験方法の違いが小径コアの圧縮強度に及ぼす影響，土木学会第61回年次学術講演会講演概要集，Vol.61，pp.1105-1106，2006.9
- 3.5) 国本正恵，湯浅昇，笠井芳夫，松井勇：小径コアを用いたコンクリートの圧縮強度試験方法の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，pp.427-432，2000.7
- 3.6) 笹倉伸晃，伊藤始，野永健二，佐原晴也：粗骨材最大寸法40mmのコンクリートより採取した小径コアによる構造体コンクリート強度の測定精度に関する実験的研究，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，Vol.57，pp.311-312，2002.9
- 3.7) 廣光俊海，濱田秀則，山本大介，佐川康貴：小径コア圧縮強度試験における供試体本数に関する一考察，平成24年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集，Vol.57，pp.773-774，2013.3
- 3.8) 山本大介，廣光俊海，濱田秀則，佐川康貴：小径コアの圧縮強度の変動に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.403-408，2013.7
- 3.9) 山本大介，成田一晃，濱田秀則，佐川康貴：小径コアの圧縮強度試験値およびその変動に関する研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第14巻，pp.81-86，2014.11
- 3.10) 山本大介，濱田秀則，佐川康貴： $\phi 25\text{mm}$ および $\phi 33\text{mm}$ の小径コアを用いたコンクリートの圧縮強度の変動に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.1，pp.381-386，2016.7
- 3.11) 廣光俊海：小径コアから得られた圧縮強度の統計的性質に関する研究，九州大学大学院修士論文，2013.3
- 3.12) 成田一晃：コンクリート強度試験における供試体寸法および端面処理方法が強度に及ぼす影響に関する研究，九州大学大学院修士論文，2014.3
- 3.13) 小坂義夫，谷川恭雄，太田福男：各種の減摩材を用いた場合の圧縮供試体端面の応力分布について，コンクリート工学年次論文集，Vol.2，No.1，pp.121-124，2001.7
- 3.14) 山本貴正，小池狭千朗：コンクリート円柱・角柱供試体の圧縮強度に及ぼす断面寸法の影響に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，pp.322-327，2012.7
- 3.15) 清水厚年，寺西浩司，谷川恭雄，杉山英祐：コアの寸法の違いによる試験値の差に対する各種要因の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.2，pp.805-810，2008.7

- 3.16) A. F. Stock & D. J. Hannant & R. I. T. Williams : The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete, Magazine of Concrete Research, Vol.31, Issue 109, pp.225-264, 1979.12
- 3.17) H. Kawakami : Effect of gravel size on strength of concrete with particular reference to sand content, Mechanical Behavior of Materials, Vol.4, pp.96-103, 1972

第4章 コンクリート製下水管渠の硫酸劣化に対する劣化診断

4.1 はじめに

供用中の管路中の環境は、コンクリート材料にとって苛酷であると言われている。ここで、管渠の部位の呼称について、水位以下の状態を液相、水位以上の場合を気相と定義し、供用中は常に気相であった部位を上部、常に液相であった部位を下部、また水位の変動により気相液相の境界に位置し、乾湿の影響も受けた部位を境界部と定義する。実際の劣化管渠では、気相の上部および境界部の気相側において、生物化学的腐食がしばしば確認される。その劣化機構は図-4.1に示すように Parker がコンクリートの腐食を実験的に証明している^{4.1)}。

下水道管路は通常地下に埋設されるため、たとえ劣化が生じても見落とされる場合が多い。そのため劣化が進行し、道路陥没や下水の漏水など、社会的に多大な損失を招く場合がある。現在では管路の腐食点検が多く行われている。その点検手法はビデオカメラなどによる視覚調査が主流であるが、コンクリート内部の劣化状況までを把握することは難しい。

著者は、これまで実環境下での下水管渠の劣化現象と耐力低下の関連性について検討^{4.2)4.3)4.4)}を行ってきた。その他の実環境下で劣化した下水管渠の研究事例は中本^{4.5)}や知花ら^{4.6)}のものが挙げられるが、劣化状況から管渠の残存耐力を検討した事例は未だ少ないのが現状である。

本章では、38年間供用された管渠の硫酸劣化による材料の劣化および管渠の耐荷性能の低下について整理をし、これらのデータを基に劣化状態や劣化位置が曲げ耐力の低下に及ぼす影響について検討を行った。

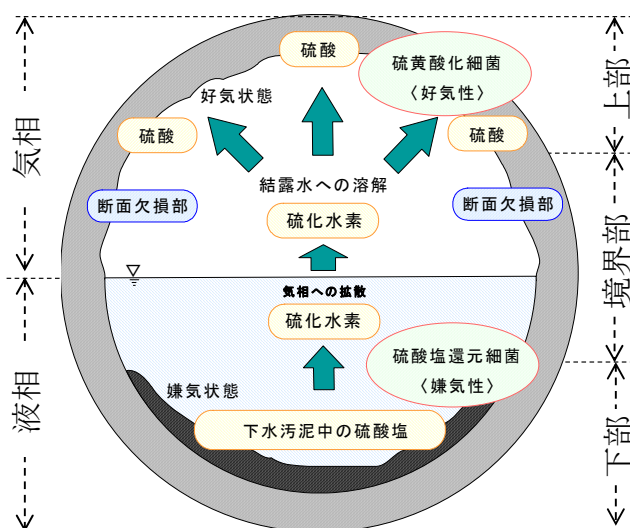


図-4.1 下水管路施設における劣化メカニズム模式図^{4.1)}

4.2 38年間供用された下水管渠の劣化調査

38年間実環境下で供用された呼び径250の管渠について、劣化状況の詳細調査を行った。試験項目を表-4.1に、調査前の試験体外観を写真-4.1に示す。また、試験体記号中のA（以降Aタイプと呼称）は管頂部の劣化が、B（以降Bタイプと呼称）は斜め上方部位の劣化が最も大きかったことを示す。これらの違いは供用中の水位のためであり、水位が高かった場合にはAタイプのような、水位が低かった場合にはBタイプのような劣化進行を示す。なお、すべての試験体において、木の根の侵入による欠損や、軸方向および垂直方向の荷重によるひび割れなどは見当たらず、管渠そのものの水密性は十分に保たれていた。試験体は高圧洗浄後に各種試験に供した。

4.2.1 管渠の曲げ載荷試験結果

試験体はJIS A 5372「プレキャスト鉄筋コンクリート製品」の附属書C「暗渠類」、推奨仕様C-2に規定される遠心力鉄筋コンクリート製下水道管渠であり、外圧管-A形、呼び径250である。JIS A 5372に準拠し、管頂部の劣化が最も激しいA-4からA-8について、および斜め上方部位の劣化が最も激しいB-1からB-5について、管底および管頂を載荷位置とし、図-4.2に示す方法にて曲げ載荷試験を行った。

表-4.1 管渠の試験体記号と試験項目

試験項目	試験体記号												
	管頂部 劣化大								斜め上方 劣化大				
	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5
曲げ載荷試験	-	-	-	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
ビッカース硬度	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
中性化深さ	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
配合推定	○	○	○										
細孔容積		○											
X線分析顕微鏡	○			○									



写真-4.1 試験体外観

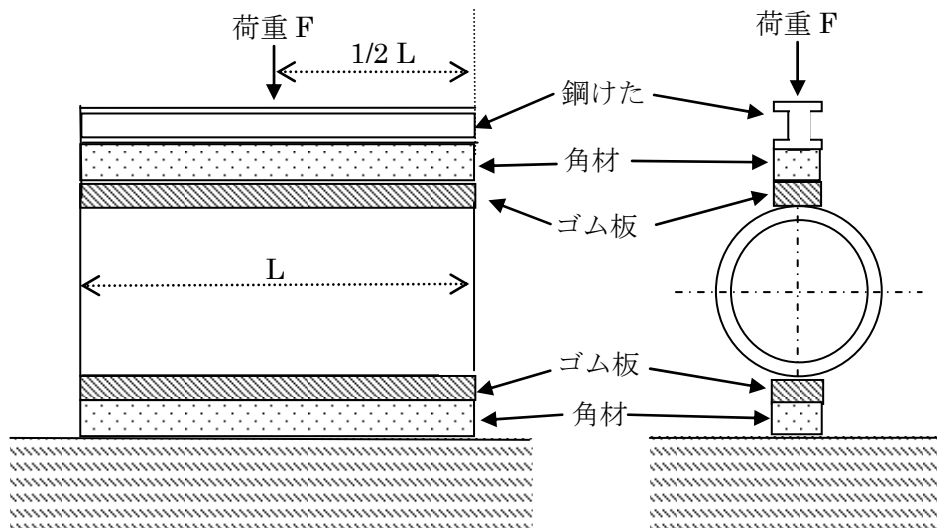


図-4.2 曲げ載荷試験方法

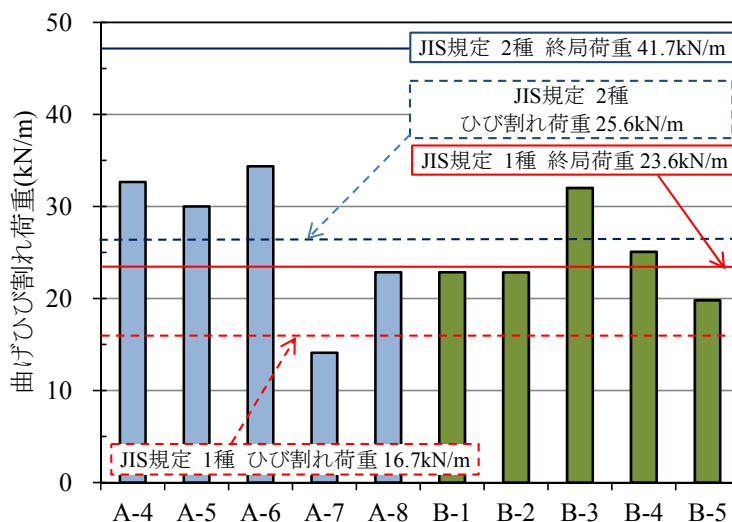


図-4.3 曲げ載荷試験結果

曲げ載荷試験結果を図-4.3に示す。ここで、JISでは外圧強さにより管渠を1種および2種に区分している。この1種および2種のひび割れ荷重および終局荷重を同図中に示す。図より、A-7を除く他の試験体は1種ひび割れ荷重を満足した。また、目視観察をしたところ、A-7およびB-4を除く他の試験体の管厚は $28\pm 2\text{mm}$ であるのに対し、A-7およびB-4は $25\pm 2\text{mm}$ とコンクリートの肉厚が薄いことが確認された。硫酸劣化の影響を受けないとされる管底部も同様の厚みであったため、これは硫酸劣化による肉厚減少ではないと推測される。また肉厚の薄さは局所的なものではなかったため、摩耗による損失でもないと考えられる。従って、A-7およびB-4は製造時から肉薄であったと推測される。

曲げ載荷試験では、いずれの試験体も管渠上部の内側からひび割れが発生し、続いて下部内側、その後に境界部外側の順番でひび割れが発生した。また管渠上部および境界部の内側表面コンクリートは変色が確認されており、何らかの劣化が確認されている。曲げ載荷試験におい

て管渠上部の内側からひび割れが生じたのは、この劣化が影響したと推察される。以後、この変色部位の変状について詳細調査を行った。

4.2.2 管渠の配合推定結果

配合条件はコンクリートの劣化状況を把握する上で重要な因子である。そこで、セメント協会『コンクリート専門委員会報告 F-18』に従い、劣化管渠の配合推定を実施した。ここで、本調査で用いた管渠は経年劣化しており、劣化部のコンクリート組織は変質していることが確認されている。この影響を排除するため、配合推定では、最も劣化の影響が少なかったと考えられる下部より採取したコンクリート片を用いた。

配合推定を行った試験体は A-1, A-2, A-3 である。得られた配合推定結果を表-4.2 に示す。A-1, A-2, A-3 に若干の配合の違いが見られたが、いずれも単位セメント量 300kg/m^3 程度、骨材量 2000kg/m^3 程度の一般的な配合であることが推定された。

表-4.2 試験体 配合推定結果

試験体名	単位量(kg/m^3)		
	セメント	細骨材	粗骨材
A-1	321	859	1288
A-2	328	828	1242
A-3	319	855	1282

4.2.3 ビッカース硬さ試験測定結果

コンクリート内部の劣化性状の確認のため、試験体 A-1~A8, B-1~B-5 に対し、ビッカース硬さ試験 (JIS Z 2244) を実施した。管渠の上部、境界部および下部を測定対象とし、図-4.4 で示すように管渠外側から内側方向へ 1mm 間隔で走査的に適用した。

試験体 A-1 のビッカース硬さと、同試験体中の鉄筋の配置位置の関係を図-4.5 に示す。図より、ある深さからビッカース硬さが急激に低下している。なお、既往の報告では、硫酸劣化したコンクリートの内部強度分布の検討結果から、劣化部位の圧縮強度の急激な低下が示されており⁴⁷⁾、本調査でも同様の現象が確認された。ここで、劣化部位よりも深部のコンクリートのビッカース硬さに対し、ビッカース硬さが直前の測定値から連続する 2 回の計測が単調に 15% 以上低下する点から管渠内側表面までの距離を「ビッカース劣化深さ」と定義した。図-4.5 を見ると、下部のビッカース劣化深さは小さいが、上部・境界部のビッカース劣化深さが大きく、気相部でコンクリートの変質が進行したことが確認できる。これらは、すべての試験体で同様の傾向が確認された。なお、試験体 A-2~A-8 の管渠上部のビッカース劣化深さは 11.0~12.5mm、供試体 B-1~B-5 の管渠上部のビッカース劣化深さは 0.0~6.0mm の範囲であった。

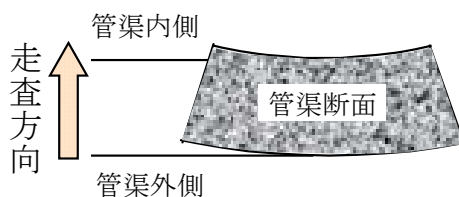


図-4.4 ビッカース測定方法概念図

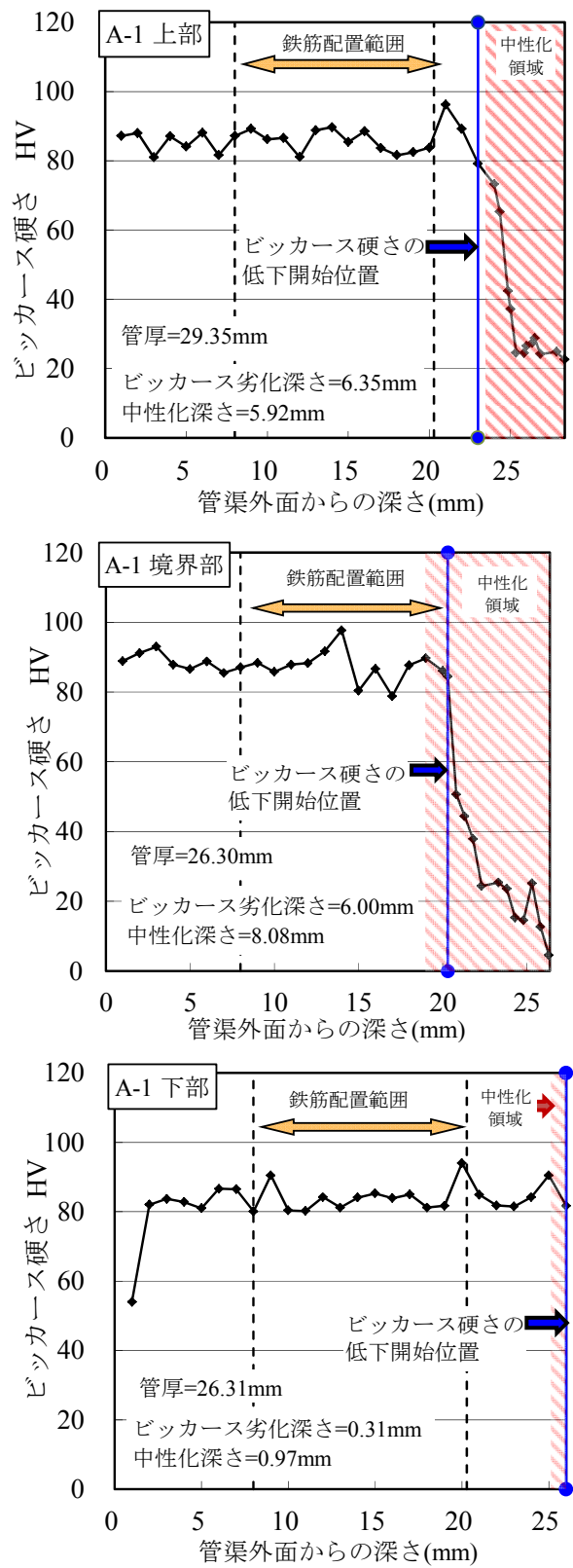
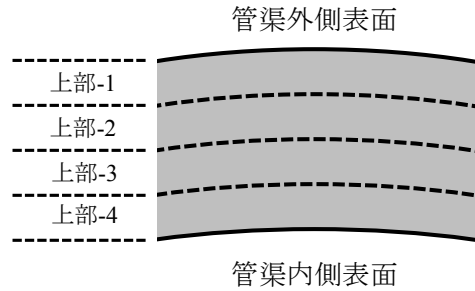


図-4.5 ビッカース硬さ分布 (A-1)

4.2.4 細孔径分布測定結果

管渠内側表面の上部から境界部のコンクリート表面は茶色く変色し、変色部は金属製スプーン



管渠断面を深さ方向に4分割し、
管渠外側表面より試料番号を振る。

図-4.6 試料の名称の定義法

で削ることができるほど組織が脆弱化していた。そこで、水銀圧入式ポロシメーターを用い、コンクリートの細孔構造を確認した。試験体 A-2 について、図-4.6 で示すように上部、境界部、および下部の管渠の外側表面から深さ方向に4等分した試料片を切出し、粗骨材を除くモルタルからなる約5mm角の試料を成形し、細孔構造測定用の試料とした。

試験体 A-2 の各部位の細孔容積を図-4.7 に示す。図より、管渠内側表面に位置する上部-4、境界部-4 の細孔容積が特に大きいことが確認できる。上部や境界部においても、それ以外の層の細孔容積分布は下部と同程度であることが確認される。このことは、コンクリートの硫酸劣化は気相中の管渠内側表面のみで起こるため、劣化部位より深い領域のコンクリートは健全である可能性があることを示すものと考えられる。

4.2.5 X線分析顕微鏡測定結果

X線分析顕微鏡を用い、試験体 A-1、A-4 の管渠上部・境界部・下部の軸直角方向の管渠断面について分析を行い、測定値を基に元素マッピング図を作成した。試験体 A-1 の管渠上部・境界部・下部の分析画像を図-4.8 に示す。なお、RGB画像中の赤はS、緑はCa、青はFeを示す。図より、骨材中にFeが多く含まれていることが確認される。管渠上部および境界部に着目すると、光学画像で確認される管渠内側の茶色変色部位でCaが減少していること、またCaの減少が見られる部位でSが確認されることから、管渠上部および境界部では、内側からのCaの溶脱、Sの浸透が生じたと推察される。管渠下部ではCaの溶脱は見られなかった。

以上より、上部および境界部の内側表面で確認されたピッカース硬さが低下した脆弱部では、Caの溶脱によりコンクリート組織が粗大化し、そのため細孔容積が増大したと推察される。また、茶色生成物中にはFeとSが多く含まれていた。試験体 A-4 においても、試験体 A-1 と同様の傾向が確認されている。

4.2.6 中性化深さ測定結果

フェノールフタレイン溶液で呈色しない領域を硫酸劣化により中性化した部分とみなし、管渠の内側表面から中性化領域先端までを中性化深さとして測定した。ここで、コンクリートが硫酸劣化した場合、コンクリートの性質や硫酸濃度、曝露環境によっては、劣化部位のコンクリートが内側表面から剥離もしくは欠損する場合がある。そこで図-4.9 で示すように、初期表

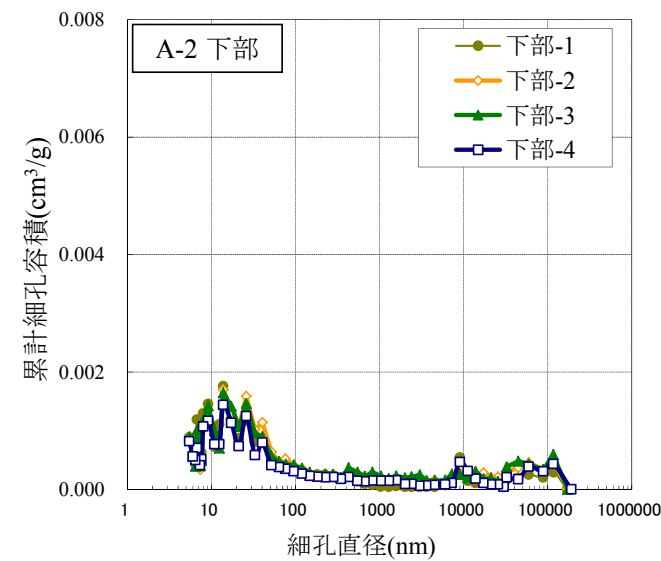
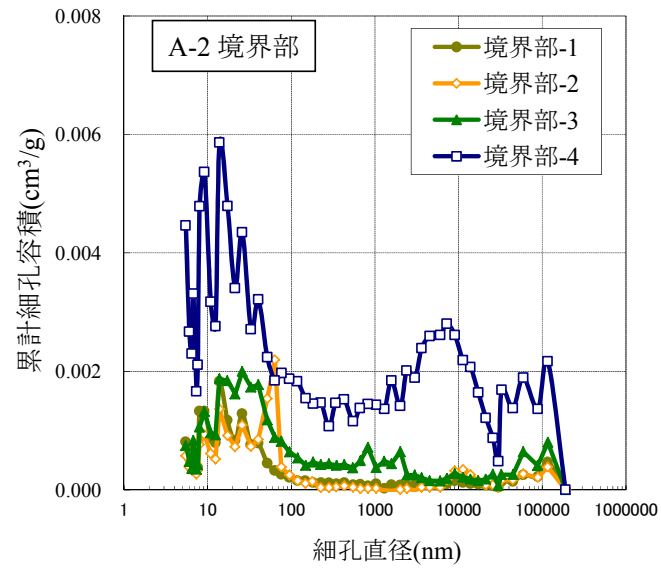
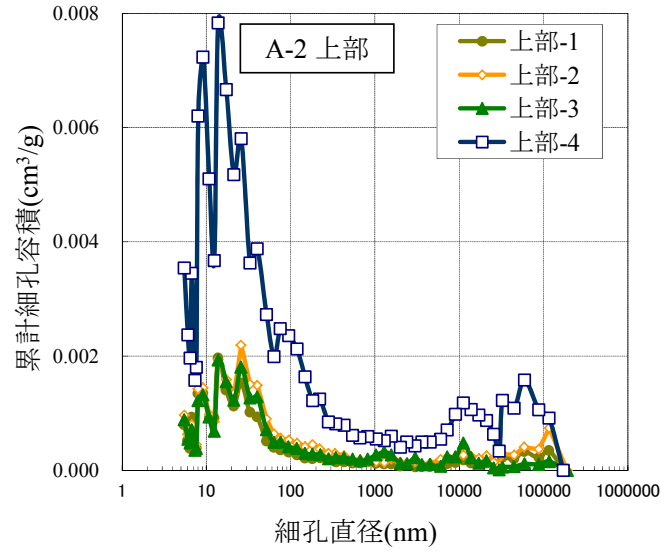
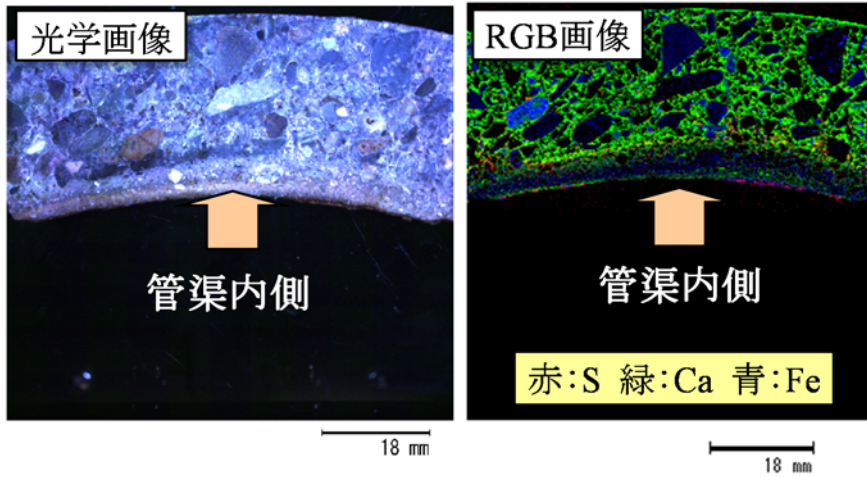
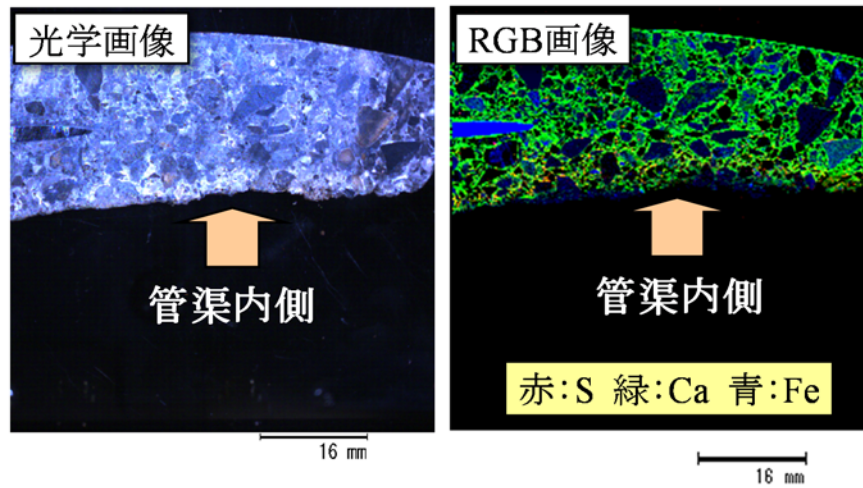


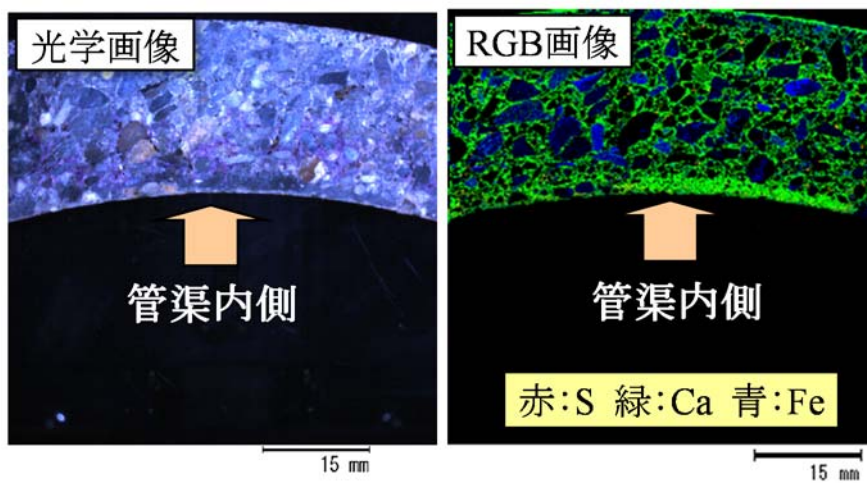
図-4.7 管渠外側表面から内側表面へ向かう方向で深さ別に計測した細孔容積分布



(A-1 上部)



(A-1 境界部)



(A-1 下部)

図-4.8 光学画像と RGB 画像

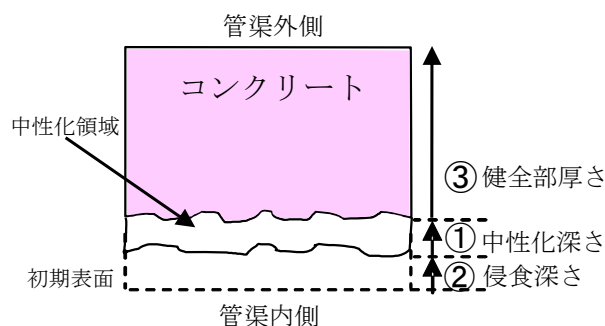


図-4.9 中性化深さの定義

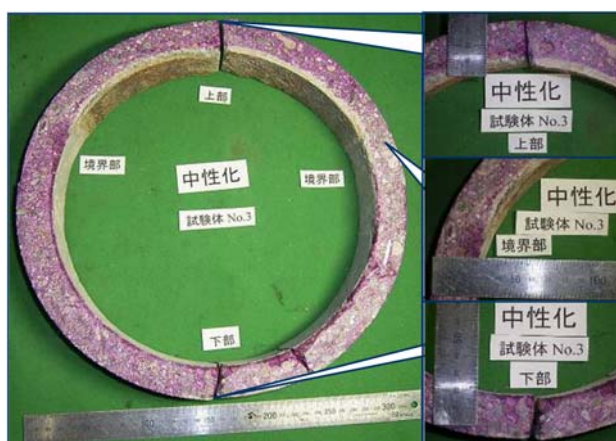


写真-4.2 中性化深さ状況(試験体 A-1)

面から欠損した深さを侵食深さと定義し、未中性化深さを健全全部厚さと定義した。

本調査では、試験体 A-1~A8, B-1~B-5 について中性化深さおよび健全全部厚さの測定を実施した。なお、管渠の初期管厚が不明なため侵食深さを測定することはできなかった。中性化深さおよび健全全部厚さの測定では、ノギスにより管渠上部から円周方向に 2cm 毎に測定した。

試験体 A-1 の管渠全体の中性化状況を写真-4.2 に示す。また、管頂を起点 (0°) としたときの、試験体 A-1 の管渠上部から円周方向に対する角度と中性化深さおよび健全全部厚さを図-4.10 に、また試験体 B-5 のものを図-4.11 に示す。図より、管渠外側には中性化は見られないが、内側表面から中性化の進行が確認される。また境界部から上部、すなわち供用中は好気性であった管渠内側気相部で中性化が進行していることが確認できる。なお、中性化した箇所は管厚が厚くなっており、劣化部が膨張していることが推測される。また A タイプである試験体 A-1 は管頂部から $\pm 60^\circ$ の範囲で中性化深さが最大となっている一方で、B タイプの試験体 B-5 は管頂で中性化はあまり生じておらず、 $\pm 60^\circ$ を中心に $\pm 30^\circ$ の範囲で最大の中性化が見られた。なお、どの試験体も中性化は鉄筋まで到達しておらず、鉄筋の発錆は確認されなかった。

4.2.7 各試験結果の関係性に関する考察

各試験より、供用中に好気性領域であった上部および境界部の内側表面で劣化が進行し、嫌気性域である下部では劣化は見られなかった。また、劣化部では脆弱層を残しながら、深層方向へ劣化が進行していることも観察された。そのため希硫酸環境下で硫酸劣化が生じたもの^{4.8)}

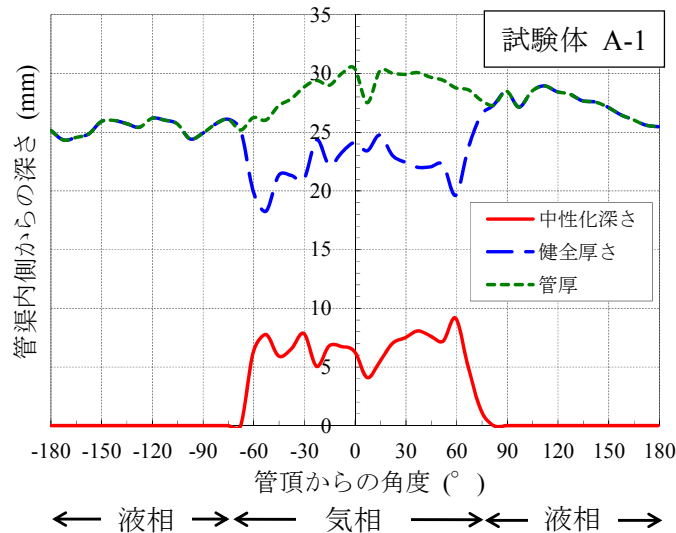


図-4.10 周方向の中性化深さ分布 (Aタイプ) (試験体 A-1) (管渠上部を 0° とする)

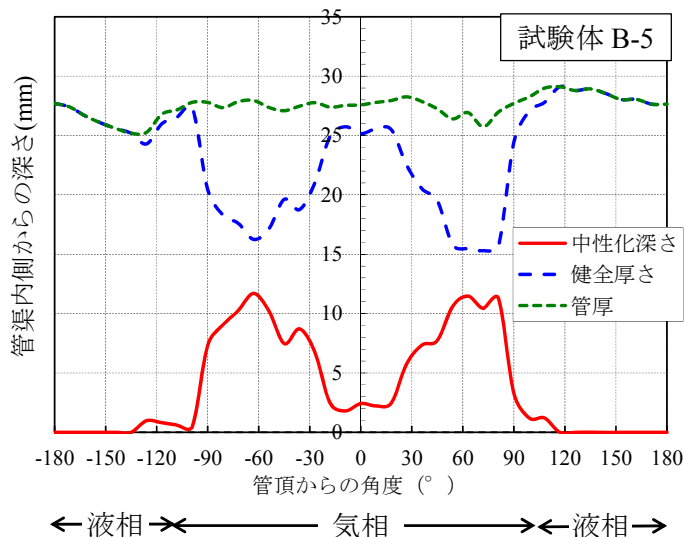


図-4.11 周方向の中性化深さ分布 (Bタイプ) (試験体 B-5) (管渠上部を 0° とする)

であると推測される。

一般的にコンクリート強度は細孔容積と関係があるとされ、特に骨材とセメントペーストとの境界である遷移帯に多く存在する細孔径 50nm~2μm の累積細孔量が大きく関与するとされる⁴⁹⁾。管渠上部、境界部、下部を深さ方向に 4 等分した各部位の 50nm~2μm 細孔量と、同領域でのビッカース硬さとの関係を図-4.12 に示す。上部、境界部の内側表面部はビッカース硬さが著しく小さく、またコンクリート組織の粗大化も確認される。これより、劣化は管渠の気相部の内側表面部においてのみ進行していることが確認できる。

次に、X 線分析顕微鏡画像での管渠内側から Ca が溶脱した厚さを Ca 溶脱深さと定義する。図-4.13 に試験体 A-1~A-8 から計測した中性化深さとビッカース劣化深さ、および A-1 と A-4 から計測した中性化深さと Ca 溶脱深さの関係を示す。図より 3 つの間にはそれぞれ相関関係が確認される。また、ビッカース硬さと細孔容積の相関が高いことや、Ca 溶脱深さがビッカース劣化深さより小さいことから、劣化領域ではまず細孔構造の粗大化に伴うビッカース硬さの

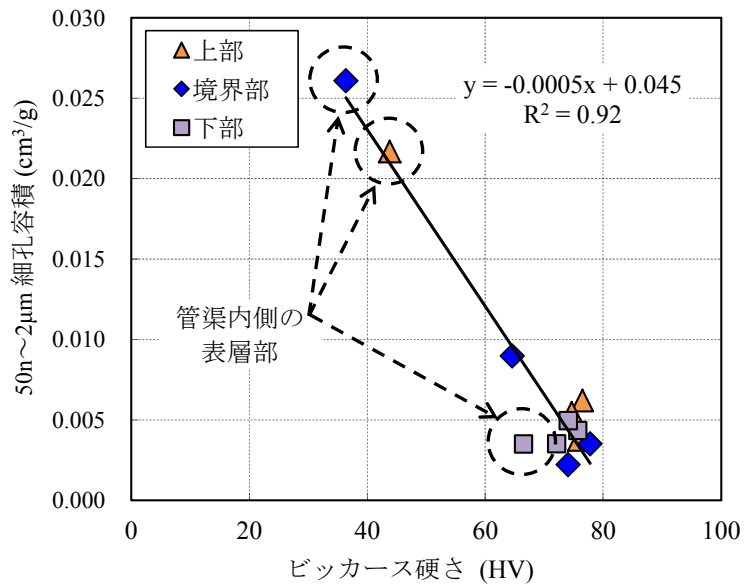


図-4.12 試験体 A-2 におけるビッカース硬さと 50nm~2 μ m 細孔容積との関係

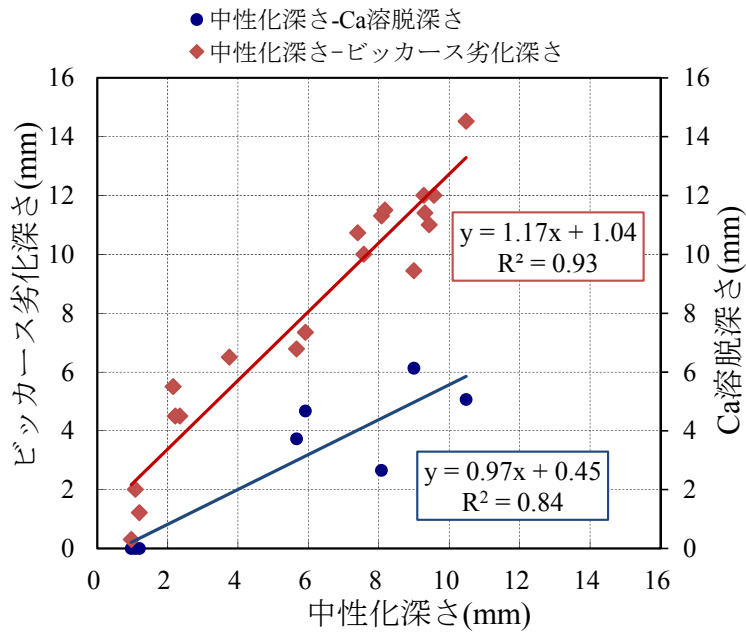
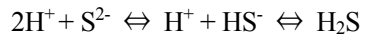
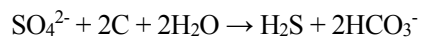


図-4.13 中性化深さとビッカース劣化深さ、および Ca 溶脱深さの関係

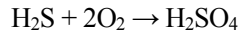
低下が先行して起こり、そして中性化し、その後 Ca が溶脱したと推察される。

一般に、管渠におけるコンクリートの硫酸劣化のメカニズムは、生物反応、化学反応および物理作用が複合した現象である。すなわち、下水中に存在する硫黄が嫌気性細菌による活動で塩化水素に還元され、その塩化水素が気相中に拡散しコンクリート表面の水膜に溶解込み、好気性細菌の働きにより硫化水素が硫酸に酸化される。この硫酸の作用によって C-S-H 組織が侵食され、二水石膏、エトリンガイト等が生成される。それらが多水和物であるため吸水膨張し、コンクリート組織が内部から膨張破壊するとされている⁴⁾¹⁰⁾。化学式で示すと、以下のようになる。

- ・硫酸塩還元細菌の作用(嫌気性雰囲気中)



- ・硫黄酸化細菌の作用(好気性雰囲気中)



- ・気相中のコンクリートの硫酸による劣化作用



これらの試験結果から推察すると、管渠の中性化の原因は、硫酸による劣化でセメント組織が石膏化しコンクリート中の C-S-H 構造が分解され、セメント組織の pH が低下したことによると考えられる。

4.3 非破壊および微破壊試験による硫酸劣化深さの推定法

曲げ載荷試験では、最初にひび割れが発生したのは管渠上部の内側であった。また、気相部の内側は、ある深さまで硫酸劣化による石膏化に伴い中性化しており、その中性化領域は脆弱化していた。また管渠内側表面の劣化領域は、ビッカース硬さの急激な低下により、健全領域と劣化領域に明確に区別された。

曲げ荷重が働く管渠の応力状態を考えると、石膏化により脆弱化した部位は十分に外力を受け持つことができないため、載荷荷重に抵抗するのはコンクリートの健全な厚みの部位のみと考えることができる。結果としてコンクリート厚さが減少したことと同じとみなすことで、その健全厚さの減少のため、管渠の曲げ耐力が低下したと推測される。そのため管渠の耐力の評価を考える際には、残存する健全厚さを把握する、もしくは管渠全厚から劣化深さを差し引き、間接的に健全厚を推定することが重要となる。なお、劣化深さについては、図-4.13 よりビッカース劣化深さの方が中性化深さより 1~2mm 程度大きいものの、同程度の値であった。以降、本章では中性化深さを劣化深さとして見なすこととする。ここでは、曲げ耐力に影響を及ぼす要因となることが推測される劣化深さ (=中性化深さ) の推定方法について検討を行った。

4.3.1 超音波を用いた劣化深さの推定

管渠の劣化部は脆弱化しており、その超音波伝播速度は低下する。そのため超音波伝播速度によって劣化深さを評価できる可能性があると予測される。本検討では表面法を用いて管渠の内側から超音波の計測を行うこととした。表面法とは同一面に振動子および受振子を当て、超音波伝播速度を計測する方法である。また、実験条件として 50kHz の縦波および横波超音波を用い、気乾状態および湿潤状態の双方で測定を行った。

表面法で鉄筋コンクリート製管渠の超音波測定を行った際、オシロスコープで観測される波形は図-4.14 のようであり、波形が明確に変化していた。既往の研究では、鉄筋中を伝わる超音波はコンクリート中を伝わる超音波より速いため、鉄筋コンクリート中の超音波伝播経路は鉄筋の影響を受けることが指摘^{4.11)}されている。

本検討は、コンクリートの硫酸劣化深さの評価を超音波法により試みるものであり、そのため鉄筋中を伝わる波の影響を排除する必要がある。そこで予備実験を行い、図-4.14 で観測される第1波は鉄筋中を伝播し、第2波はコンクリート中を伝播して観測される波であることを確かめた^{4.12)}。

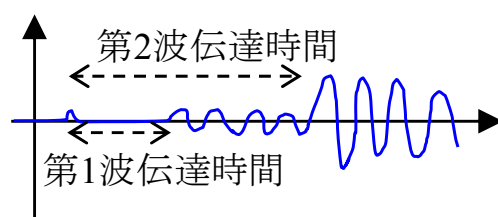


図-4.14 オシロスコープを用いた
第2波超音波伝播時間

以下に予備実験で得られた結果を概説する。なお、本予備実験では、モデル供試体を作製し、脆弱層が超音波伝播経路に及ぼす影響（シリーズ1）、鉄筋が超音波伝播経路に及ぼす影響（シリーズ2）、およびコンクリートの含水率が超音波伝播速度に及ぼす影響（シリーズ3）について検討し、劣化管渠への適用性について検討（シリーズ4）した。

また、超音波は縦波と横波を用いて実験を行った。横波は、液相・気相中は伝播せず、固相中のみを伝播する。縦波は、液相・気相・固相中を伝播する^{4.13}。使用した振動子は縦波 50kHz および横波 50kHz であり、印加電圧は 1000V、サンプリング周波数は 10MHz とし計測を行った。表面法では、振動子間隔が短い場合、見かけ上超音波伝播速度が大きくなることもあり、振動子間隔の補正が必要となる。本実験では予備実験を行い、振動子間隔の補正值 α を求めた（図-4.15）。真の超音波伝播距離を $L_c - \alpha$ とし、伝播時間を T_c とすると、真の超音波伝播速度 v は式(4.1)で算出される^{4.14}。

$$v = \frac{L_c - \alpha}{T_c} \quad (4.1)$$

振動子間隔が変化しても v が一定となる α を求めた（図-4.16）ところ、縦波 50kHz は $\alpha=17\text{mm}$ 、横波 50kHz は $\alpha=20\text{mm}$ を得た。予備実験における超音波伝播速度測定では、この α を加味することとした。

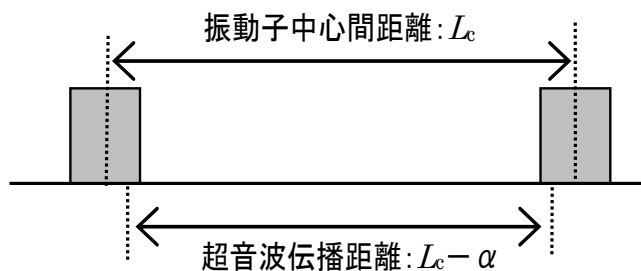


図-4.15 超音波伝播距離の補正方法

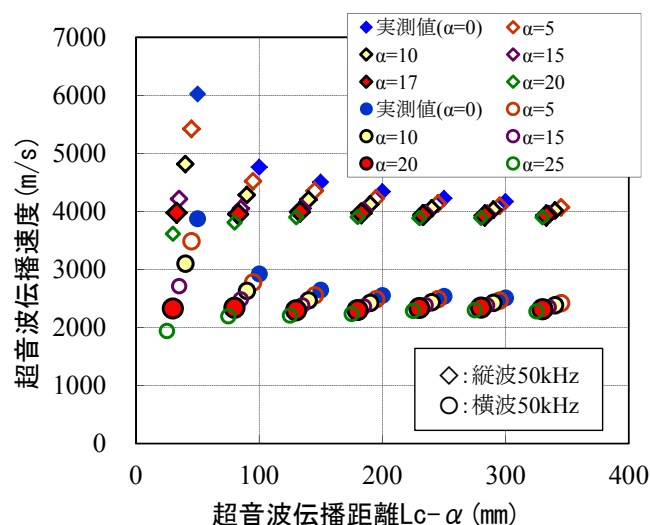


図-4.16 α を変化させたときの超音波伝播速度と超音波伝播距離 $L_c - \alpha$ の関係

(1) 脆弱層が超音波伝播経路に及ぼす影響 (シリーズ1)

実環境下の下水管渠の硫酸劣化では、コンクリートの二水石膏化が管内表面から内部へ進行する。また、劣化した部分と劣化していない部分には急激な材質変化がある。この劣化状態をモデル化するにあたり、脆弱層と健全層からなる二層構造と捉え、強度の異なる材料からなる二層構造供試体を作製し、その伝播経路について検討した。

供試体は脆弱層をモルタル、健全層をコンクリートとする二層構造とし、普通ポルトランドセメント(密度 3.16g/cm^3)、海砂(表乾密度 2.56g/cm^3 、吸水率 1.56%)、フライアッシュ IV 種(密度 2.24g/cm^3 、比表面積 $3860\text{cm}^2/\text{g}$)、碎石 2005(表乾密度 2.87g/cm^3 、吸水率 0.71%)を用い、表-4.3 に示す配合で作製した。供試体形状を図-4.17 に示す。コンクリート二次製品の養生を模擬するため蒸気養生(2時間で 65°C まで上昇、4時間 65°C 保持、2時間で常温まで降下)後、脱型、気中養生(温度 20°C 、湿度 60%)し、材齢7日で試験に供した。

二層構造供試体における振動子間隔と伝播時間との関係(走時曲線)を図-4.18 に示す。ここで、凡例の記号は「脆弱層厚さ-健全層厚さ」を示す。また、◇は全て健全層、■は脆弱層厚さ 5mm 、●は脆弱層厚さ 30mm の供試体の走時曲線を示す。図より、脆弱層 5mm 、 30mm では、振動子間隔が $25\sim 150\text{mm}$ の箇所で直線が屈折している。この原因を以下に述べる。

図-4.19 に示すような伝播経路 ABCD と AE を比較する。表面から深さ h に媒質密度の異なる超音波伝播速度境界層があるとすると、脆弱層および健全層の超音波伝播速度をそれぞれ V_1 、 V_2 、振動子間隔を x 、走時曲線が屈折する振動子間隔を x_0 とする。 $x < x_0$ では経路 AE をとり、脆弱層のみ経由し伝播時間は $T_1 = x/V_1$ と表せる。しかし、 $x > x_0$ では健全層を経由する経路 ABCD の屈折波が観測される。この経路 ABCD の屈折波走時を T_2 とする。 i_c は屈折の臨界角である。スネルの法則を用い、(4.2)式を得る^{4.15)}。

表-4.3 コンクリートおよびモルタルの示方配合

	W/C (%)	s/a (%)	単用量 (kg/m^3)								備考
			W	B	FA	S	G	高性能AE減水剤	AE減水剤	AE助剤	
シリーズ1	50	-	251	101	402	1509	-	-	-	-	目標強度 10N/mm^2 、S/C=3 目標強度 50N/mm^2
	33	44	170	508	-	758	1080	2.792	-	-	
シリーズ2	43.6	59.3	225	516	-	976	670	-	1.290	-	Gmax=15mm
シリーズ3	40	44	170	425	-	736	1049	-	0.850	1.328	-
	55	47	170	309	-	837	1043	-	0.618	0.966	-

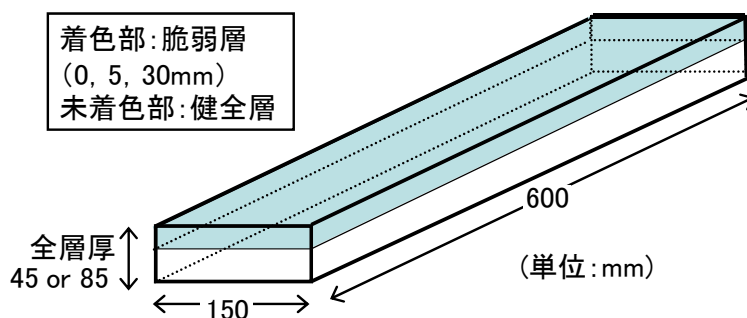


図-4.17 供試体形状寸法 (シリーズ1)

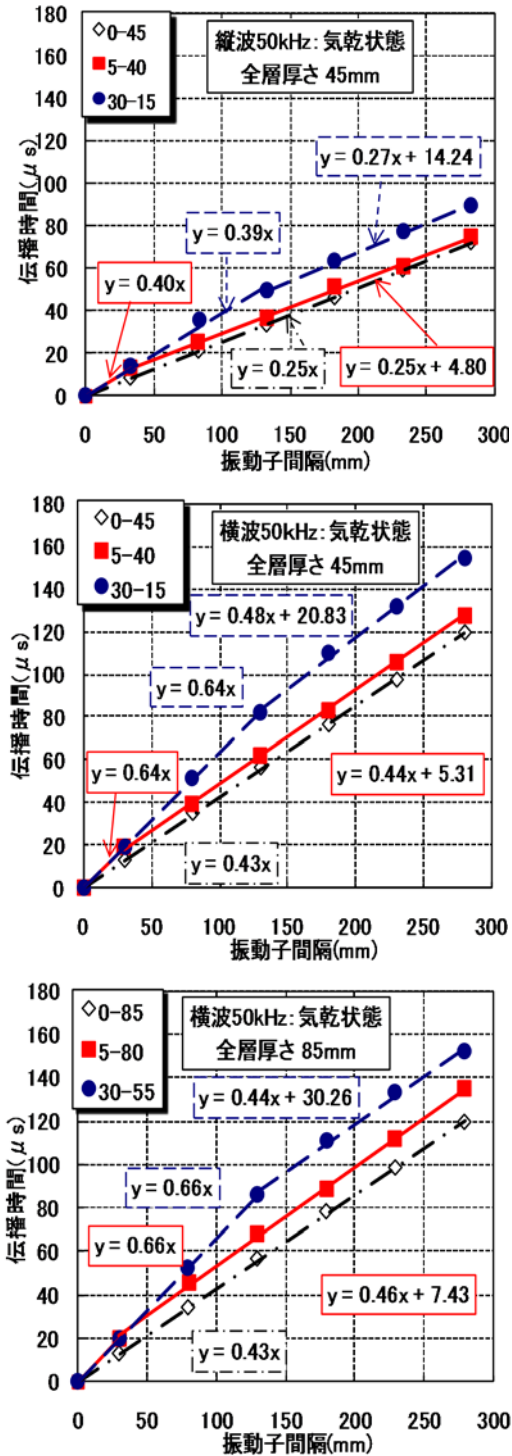


図-4.18 振動子間隔と超音波伝播時間の関係 (シリーズ1)

$$T_2 = 2 \frac{h \cos i_c}{V_1} + 2 \frac{B'C}{V_2} + \frac{BC}{V_2} = \frac{x}{V_2} + \frac{2h\sqrt{V_2^2 - V_1^2}}{V_1 V_2} \quad (4.2)$$

すなわち式(4.2)で表わされる走時曲線の、傾きの逆数が超音波伝播速度となる。式(4.2)に材料の超音波伝播速度 V_1 , V_2 を代入し、本実験で設定した脆弱層厚さ h を代入し、屈折点が現れる時間を $T_1 = T_2$ として式を連立させることにより、屈折点が現れる振動子間隔を算出した結果、脆弱層厚さが 5mm では $x_0 = 20\text{mm}$ 、脆弱層厚さが 30mm では $x_0 = 120\text{mm}$ となり、それぞれ実験

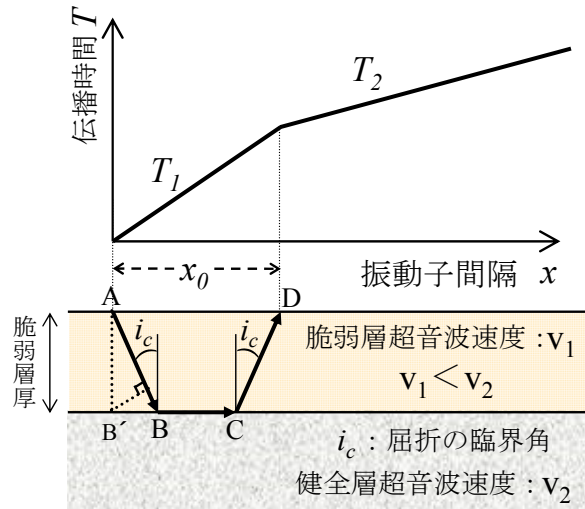


図-4.19 二層構造供試体中の超音波の伝播経路（シリーズ1）

表-4.4 超音波より推定した二層構造供試体の脆弱厚さ（シリーズ1）

使用振動子	記号	脆弱層(mm)	健全層(mm)	推定脆弱厚さ(mm)
縦50kHz	5-40	5	40	4.8
	30-15	30	15	25.6
横50kHz	5-40	5	40	4.3
	30-15	30	15	22.7
	5-80	5	80	4.2
	30-55	30	55	26.8

結果とほぼ一致した。

以上の結果より、二層構造の場合、振動子間隔が x_0 以上では、図-4.19 に示す経路 ABCD の伝播経路を取ることが確認された。この伝播経路では、計測される伝播時間は脆弱層の厚さの影響を受けるが、健全層の厚さの影響は受けない。また、縦波、横波ともに、二層構造の伝播経路において、同様の傾向が得られた。さらに式(4.2)を h について整理すると、式(4.3)が得られ、走時曲線から脆弱層厚さを算出することができる。

$$h = \frac{x}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (4.3)$$

式(4.3)から算出した脆弱層厚さの推定値と実際の脆弱層厚さを表-4.4 に示す。実際の脆弱層厚さと超音波伝播時間から推測した脆弱層厚さはほぼ一致しており、超音波により脆弱層の厚さを推定できると考えられる。

(2) 埋設された鉄筋が超音波伝播経路に及ぼす影響（シリーズ2）

表面法で超音波伝播速度を計測する際、コンクリート表面と平行に鋼材があれば、ある振動子間隔以上では超音波伝播速度は鋼材の影響を受ける。その鋼材が超音波伝播速度に及ぼす影響を検討するため、鉄筋を配筋したコンクリート平板を作製した。使用材料は普通ポルトランドセメント、海砂、碎石とし、配合条件を表-4.3 に、供試体形状寸法を図-4.20 に示す。なお、シリーズ2では下水管渠の配合を模擬するため、粗骨材最大寸法を 15mm とした。そのためペーストが多い配合となっている。

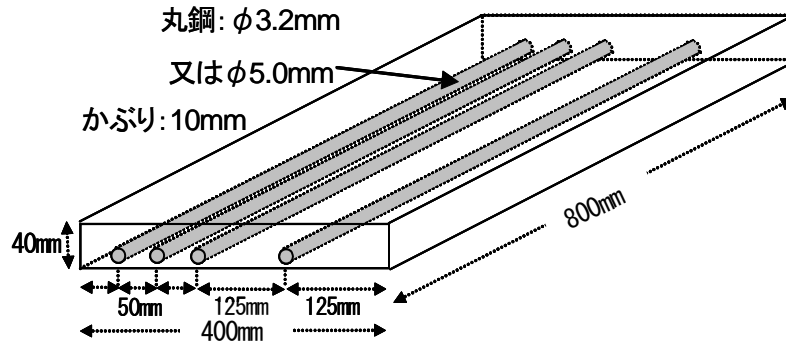


図-4.20 供試体形状寸法 (シリーズ2)

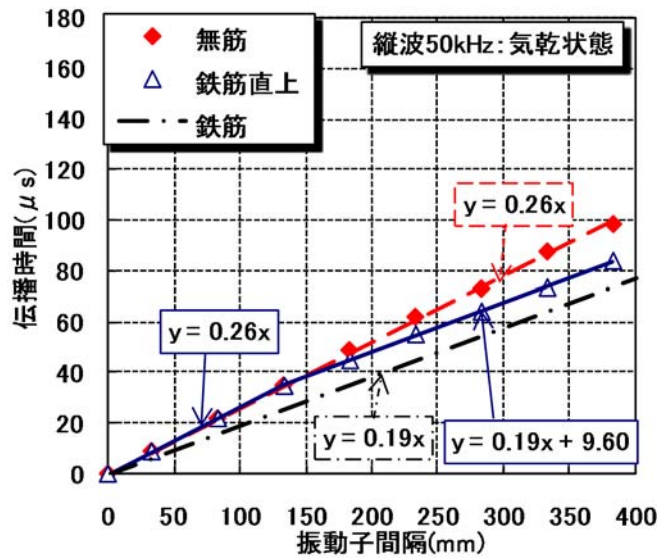


図-4.21 振動子間隔と伝播時間の関係 (シリーズ2)

鋼材を埋設した供試体における振動子間隔と伝播時間との関係を図-4.21 に示す。図中の◆は無筋供試体の場合の走時曲線を示し、△はφ3.2mmの鉄筋直上で超音波を測定した時の走時曲線を、破線は鉄筋に直接超音波を入力した時の伝播時間を示す。この図より、鉄筋直上で計測した超音波伝播時間には、二層構造供試体と同様の屈折点が観測された。またその傾きは、屈折前までは無筋供試体と同じで、屈折後は鉄筋に直接超音波を入力したときの走時曲線の傾きと同じであった。式(4.2)を用いてコンクリート中の超音波伝播速度と鋼材中の超音波伝播速度から計算した結果、屈折点は約140mmとなり実験結果と一致した。

ここで、この実験結果より推測される超音波伝播経路を図-4.22 に示す。表面法で鋼材と平行に超音波を測定すると、二層構造供試体の伝播経路と同様に捉えることができ、振動子間隔が短い場合はコンクリート中を伝播する経路Aが観測され、振動子間隔が長くなると臨界角でコンクリート中の鉄筋に進出し、伝播時間が最も短くなる経路Bを通る波が観測されることができると考えられる^{4.16)}。

(3) コンクリートの含水状態が超音波伝播速度に及ぼす影響 (シリーズ3)

実環境下にある下水管渠は、湿潤状態にある。コンクリートの含水状態が超音波伝播速度に

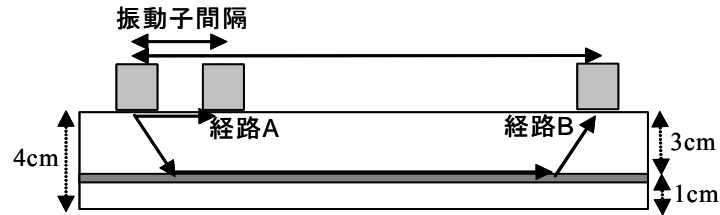


図-4.22 コンクリートと鋼材中の超音波伝播経路（シリーズ2）

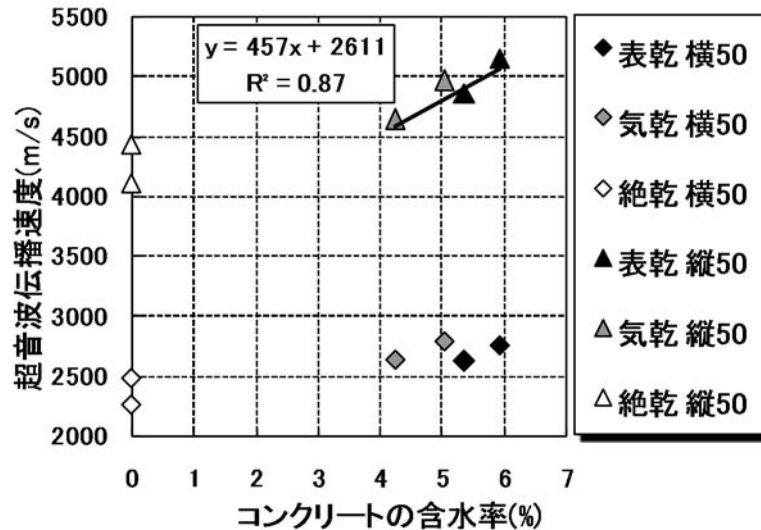


図-4.23 コンクリートの含水率と超音波伝播速度の関係（シリーズ3）

及ぼす影響を明らかにするため、材齢2年のW/C=40%、55%円柱供試体（ $\phi 7.5 \times 15\text{cm}$ ）を用い、実験的検討を行った。配合を表-4.3に示す。供試体は表乾、気乾、絶乾状態とした。気乾状態は温度20°C、湿度60%で25日間保管したもの、絶乾状態は温度20°C、湿度60%で2日間→50°Cで6日→105°Cで11日間乾燥させたものとした。

コンクリートの含水率と超音波伝播速度の関係を図-4.23に示す。なお、コンクリートの含水率はコンクリートの絶乾質量に対する含水量の質量比とした。横波では、含水状態による差は見られなかった。縦波は含水率が大きいほど超音波伝播速度も大きいことが分かる。ここで、縦波も横波も絶乾状態の超音波伝播速度が表乾および気乾に比べ小さな値となったのは、乾燥中に供試体内に微細なひび割れが生じ、見かけ上、超音波伝播速度が遅くなった結果と考えられる。以上より、横波の超音波伝播速度は含水の影響を受けないが、縦波では含水の影響を補正する必要があると考えられる。

（4）劣化深さ推定手法の劣化管渠への適用に関する検討（シリーズ4）

シリーズ1, 2, 3で得られた知見の実構造物への適用性を検討するべく、実環境下で使用された鉄筋コンクリート製下水管渠の劣化深さの推定可能性について検証した。供用中の下水管渠の含水状態の把握は困難であるため、本検討では含水状態の影響を受けにくい横波で検討を行った。鋼材を伝わる超音波伝播経路は図-4.22で示した通りであるが、予備実験により横波50kHzでの鋼材の超音波伝播速度は3100m/sであるのに対し、コンクリート中の超音波伝播速

度は 2400m/s と、鋼材を伝わる超音波伝播速度の方が早いことを事前に確認した。よって、振動子間隔が、鋼材の影響を受けた走時曲線の屈折点以上の場合、鋼材を伝わる波が第 1 波として観測されることが考えられる。以上のことから、第 2 波を用いて劣化した下水管渠の劣化深さの推定を行った。

図-4.24 に、シリーズ 1, 2 で提案した手法を用い、試験体 A-1～3 に対し作成した走時曲線

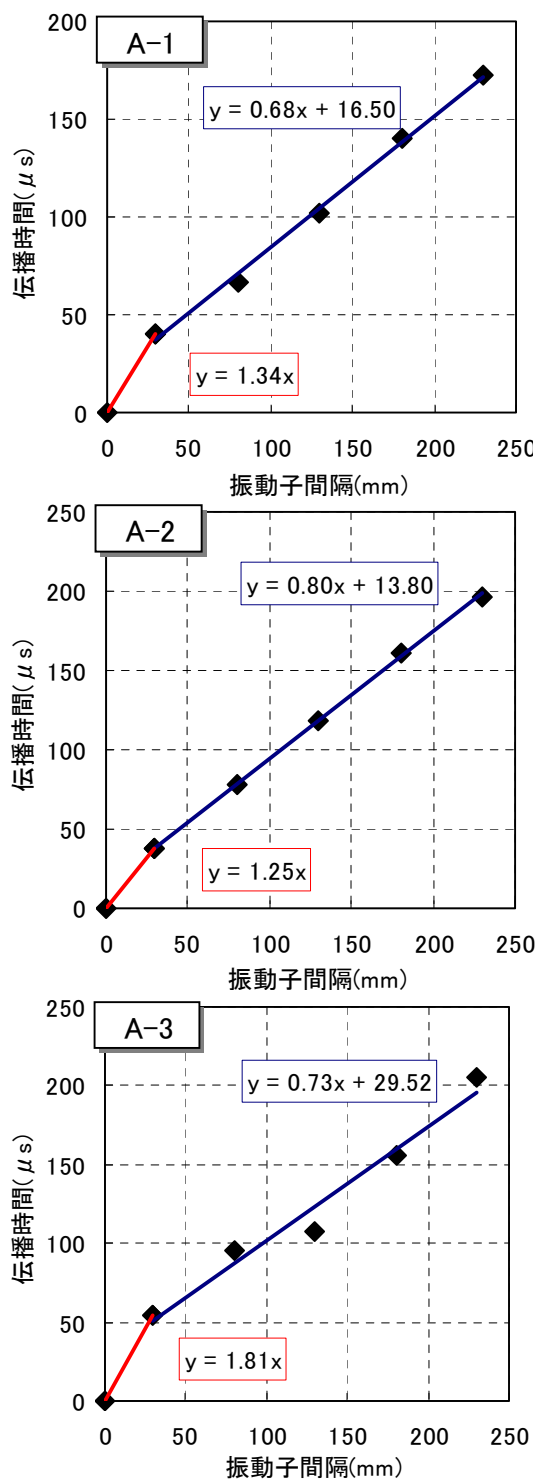


図-4.24 管上部内側における振動子間隔と伝播時間の関係 (劣化した下水管渠管 A-1～3 の走時曲線)

表-4.5 走時曲線による下水管渠の劣化深さの推定値（横波 50kHz）

供試体記号	A-1	A-2	A-3
劣化層の速度 V_1 (m/s)	744	800	552
健全層の速度 V_2 (m/s)	1479	1247	1379
中性化深さ(mm)	5.92	5.67	7.40
ビッカース劣化深さ(mm)	6.35	6.78	8.44
劣化深さの推定値 h (mm)	7.11	7.20	8.90

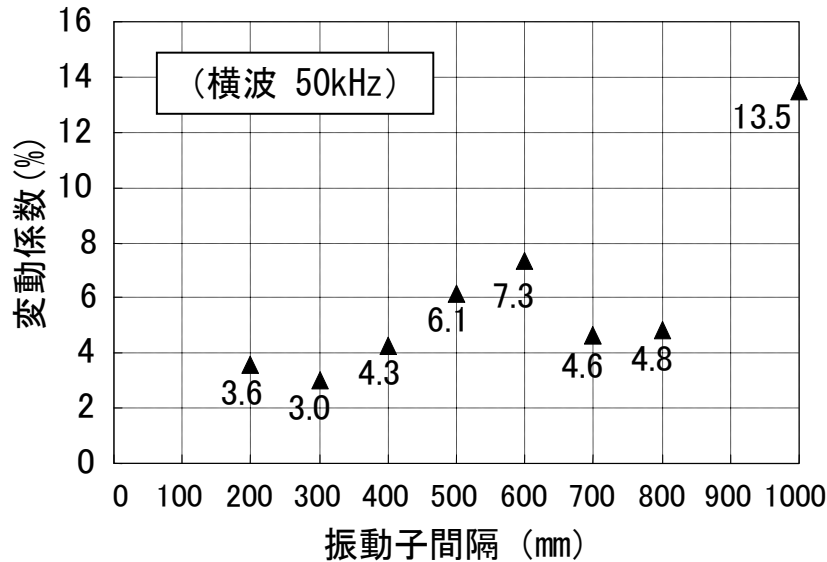


図-4.25 振動子間隔ごとの変動係数（測定回数 50 回）

を示す。この健全層と脆弱層の超音波伝播速度 V_1 , V_2 を求め、その値を式(4.3)に代入し、劣化深さ h を推定した。表-4.5 に超音波による劣化深さの推定値と実測による中性化深さを示す。この超音波による劣化深さの推定では、中性化深さとは誤差 2mm 以内で推定可能であった。

次に固定する振動子間隔について検討する。まず、図-4.19 中の経路 ABCD をとる振動子間隔 x_0 以上でなければ劣化状態を反映しない。また、超音波測定面は脆弱化しており、さらに表面法を用いるため超音波の減衰も大きいことを考慮しなければならない。図-4.25 に振動子間隔を変化させたときの、測定回数 50 回時における超音波伝播速度の変動係数を示す。図より、振動子間隔を大きくすれば変動係数も大きくなる。以上を考慮し、本実験では適切な振動子間距離 (=L) を 200mm とした。なお、超音波伝播経路は図-4.19 の経路 ABCD となるため、健全部コンクリートの厚さの影響を受けない。そのため、下水管渠の呼び径が異なり、管厚が変化しても劣化深さは推定可能である。また、この時の第 1 波および第 2 波の超音波伝播経路は図-4.26 のようになる。

このようにして得られた縦波および横波の第 2 波超音波伝播速度の測定結果を図-4.27 に示す。図より、A-1, A-2, A-3 のすべての試験体で、コンクリートの硫酸劣化が確認された上部および境界部の縦波および横波の超音波伝播速度は、健全である下部と比較して低下していることが確認された。また、その超音波伝播速度の低下は、上部よりも境界部でより顕著であり、図-4.13 のビッカース硬さや細孔容積の試験結果と整合する。

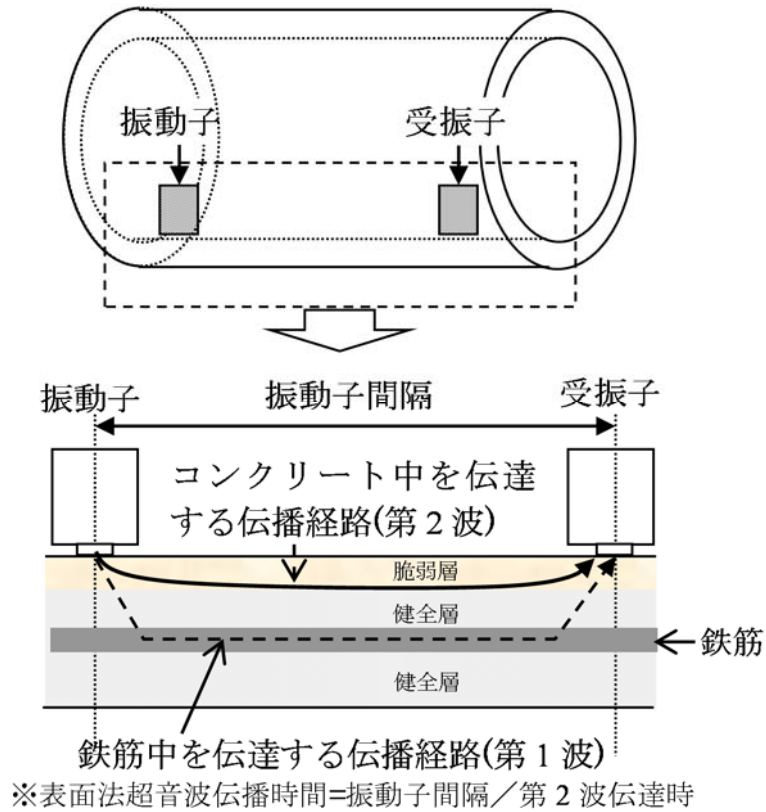


図-4.26 超音波伝播速度の測定概念図（表面法）

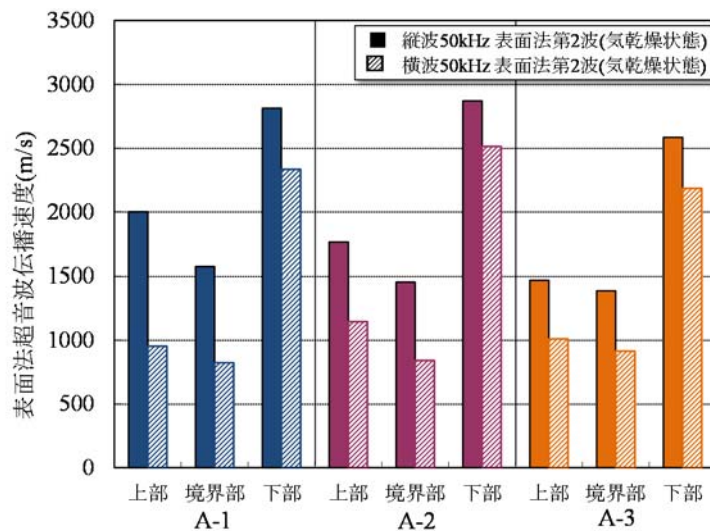


図-4.27 縦波超音波伝播速度（表面法 気乾状態）

超音波法を用いて硫酸劣化を受けたコンクリートの劣化深さを推定した。図-4.28 に表面法50kHz 横波の超音波伝播速度とピッカース劣化深さ、および中性化深さとの関係を示す。これより、ピッカース劣化深さと中性化深さはともに表面法超音波と相関があり、その回帰曲線はほぼ同様であった。

ここで、管渠下部は流水によるすりへり作用を受けるが、水中に位置し嫌気性条件下である

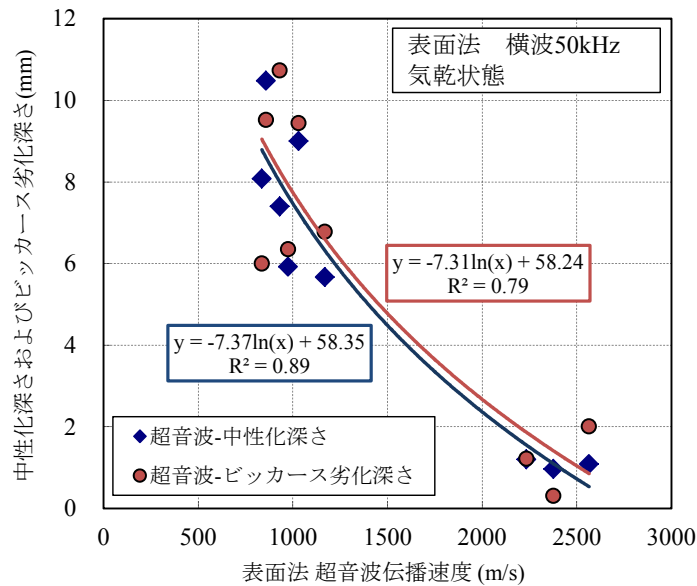


図-4.28 超音波伝播速度と中性化深さ、ビッカース劣化深さの関係（表面法横波 気乾状態）

ため、コンクリートの化学的な変質は受けにくく、管渠製造時の物性を保持していると考えられることができる。そのため、ある管渠下部の表面法超音波伝播速度を V_0 とし、同一の管渠の劣化部の表面法超音波伝播速度を V としたとき、 V/V_0 は供用初期からの劣化部の超音波伝播速度低下率とすることができる。実環境下での管渠は、材料の違いのため区間ごとにコンクリート強度が異なる可能性があるが、超音波伝播速度比 V/V_0 を用いることで、個体差による材料強度差の影響を除くことができる。

図-4.29 および図-4.30 に、試験体を気乾および湿潤状態としたときの、中性化深さと超音波伝播速度比 V/V_0 の関係について、縦波と横波についてそれぞれ示す。なお、マーカーおよび回帰曲線は、青色が湿潤状態、赤色が気乾状態、橙色が湿潤および気乾状態であることを示す。

図より、縦波超音波伝播速度比は含水状態によって異なる値を示すが、横波超音波伝播速度比は気乾状態および湿潤状態で同程度の値となることが分かる。

供用中の管渠は湿潤状態である場合が多いことを考慮すると、含水の影響を受けやすい管渠の計測では横波が適すると考える。以上より、中性化深さの推定値は含水の影響を考慮することなく、横波の回帰曲線を表す式(4.4)より、 Y で表わすことが可能であると分かる。

$$Y = 11.4 \ln(V/V_0) + 52.1 \quad (4.4)$$

以上より、横波超音波伝播速度比により乾湿の影響を受けることなく、中性化深さが推定できる可能が示された。本手法による中性化深さの推定誤差は $\pm 3\text{mm}$ 以内であり、実用的に使用できる誤差範囲であった。

4.3.2 内視鏡レンズを用いた中性化深さの計測

本節では、より直接的に中性化深さを計測する別の方法として、小口径のドリル掘削孔にフェノールフタレイン溶液を噴霧し、 $\phi 2.4\text{mm}$ の工業用内視鏡レンズを用いて直接観察する方法について検討した。

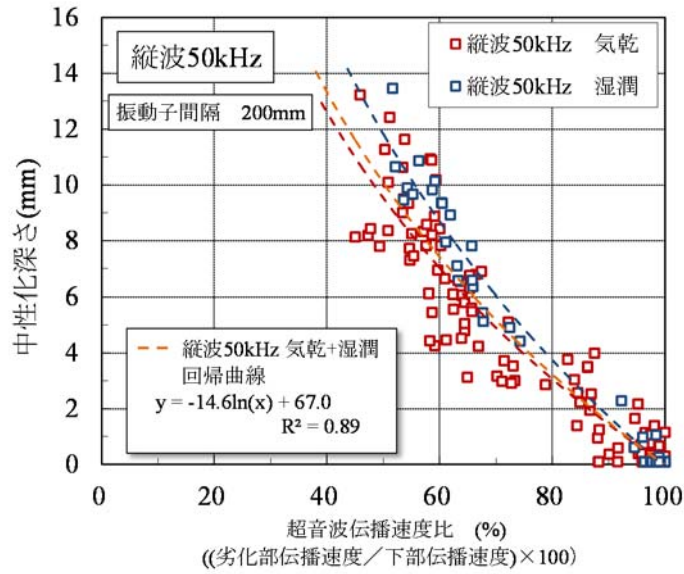


図-4.29 縦波超音波伝播速度比と中性化深さの関係

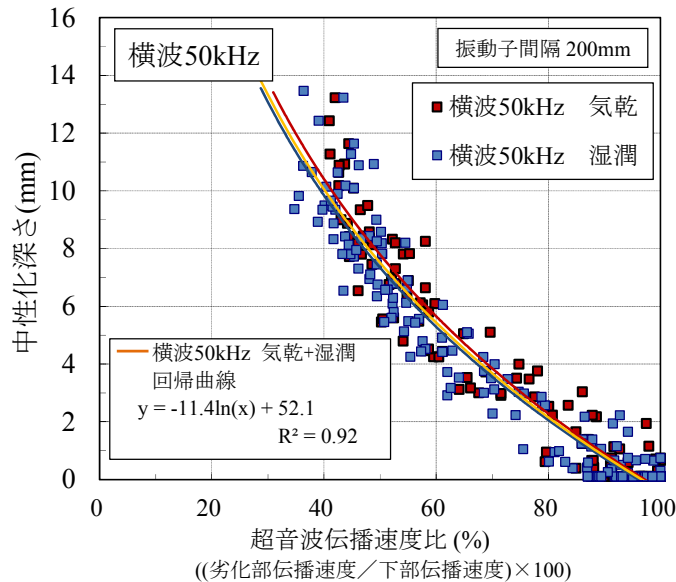


図-4.30 横波超音波伝播速度比と中性化深さの関係

内視鏡レンズによる中性化深さ測定手順を示す。ドリルを用いて管渠を貫通しない程度に管渠の内側よりφ5mmの孔を穿孔し、圧縮空気によりコンクリート粉末を除去する。その後、フェノールフタレイン溶液をドリル掘削孔中に噴霧する。フェノールフタレイン溶液が乾燥した後、予めスケールを装着した内視鏡レンズを掘削孔に挿入し、管渠内側表面からの中性化深さを計測する。計測が終了した後は、液だれを防ぐため粘性を高くした断面補修材を塗り込む。

この方法により得られた、管渠の掘削孔断面写真を写真-4.3に、また、コンクリートカッターで管渠を切断し、切断面にフェノールフタレインを吹きかけた時の中性化深さと、内視鏡レンズを用いて測定した時の中性化深さとの関係を図-4.31に示す。図より、2つの中性化深さの値はほぼ同じであった。

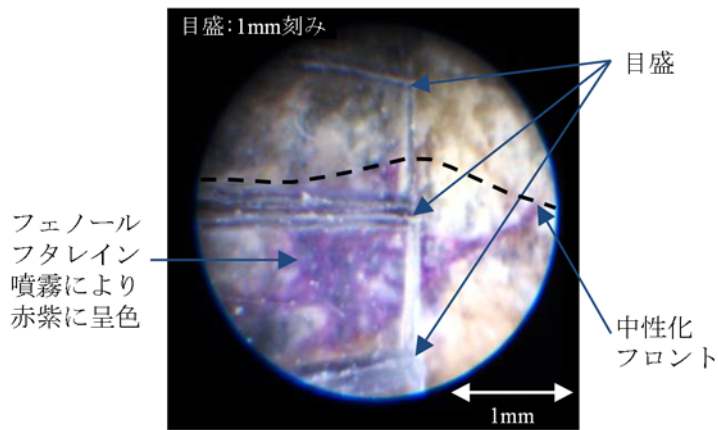


写真-4.3 内視鏡レンズを用いた中和化深さ計測状況

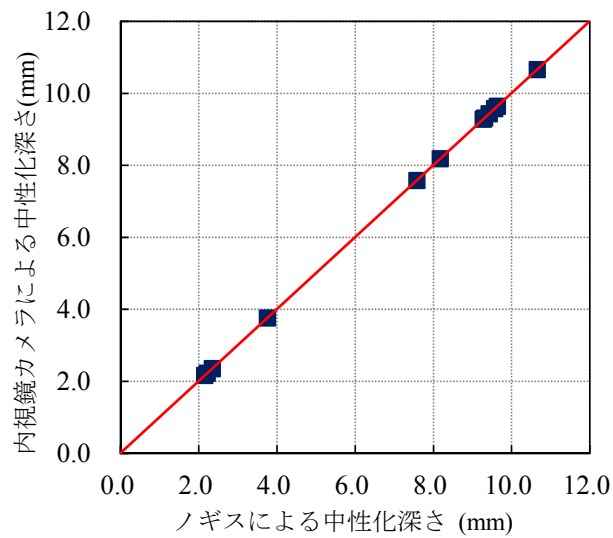


図-4.31 ノギスによる中和化深さと内視鏡レンズによる中和化深さの相関図

よって、非破壊で中和化深さを推定するには、超音波法を用いて推定する方法を、また正確に中和化深さを求めるには、5mmのドリル穿孔を伴うが、内視鏡レンズを用いて求める方法を適用することが可能であることが分かった。

4.4 硫酸劣化深さと下水管渠の曲げ耐力との関係（Aタイプの劣化形態）

—管頂部劣化深さが曲げひび割れ荷重の低下に及ぼす影響—

4.4.1 健全厚さに基づく耐力算定

地中に埋設される管渠に作用する力の大半は鉛直土圧荷重である。そのため管渠断面に作用する曲げモーメントは管頂部、管底部で最大となる。硫酸劣化機構から劣化は気相部で大きくなることを考慮すると、埋設される管渠が受ける負荷が最大となる箇所は、硫酸劣化を受け易く、かつ作用する曲げモーメントが最大となる管頂付近となる。実際の曲げ載荷時も管頂部からひび割れが発生し、続いて管底部にひび割れが発生するという終局形態を示していた。そこで、本章では供用時の水位が高いため管頂部の劣化が最も激しかったAタイプの耐力算定方法について考察する。なお、Bタイプについては4.5節にて考察する。

JIS A 5372 では、管渠に対するひび割れ荷重と終局荷重が規定されている。ひび割れ荷重とは、管渠に外圧荷重が作用したとき、幅 0.05mm 以上のひび割れが発生する荷重であり、終局荷重とは作用させた終局荷重である。しかし、ひび割れが生じた時点でその管渠は使用限界状態に達していると考えることができ、そのため、ひび割れ荷重に達した時点で継続的な供用は不可能となる可能性が高い。そこで、Aタイプの場合において、ひび割れ荷重に着目し、管頂部の劣化深さ、ひび割れ荷重、およびひび割れ発生時の曲げモーメントについて以下のように考察した。なお、管渠に配筋される鉄筋はφ6mm と細いものでありピッチ間隔も 120mm 程度と広く、また断面中央付近に配筋されていた。そのため、本試算では管頂部の曲げひび割れ発生に対する鉄筋の補強効果はないものと仮定した。

円形断面に集中荷重 P (kN/m) が作用する場合、図-4.32 の管頂部にかかる力を局所的に考えると、管頂部の曲げモーメントは次式(4.5)で示される。

$$M = \frac{P \cdot r}{\pi} = 0.318P \cdot r \quad (4.5)$$

ここに、 M ：管頂部の曲げモーメント(kN・m/m)

P ：荷重 (kN/m)

r ：管厚中心までの円形断面の半径(m)

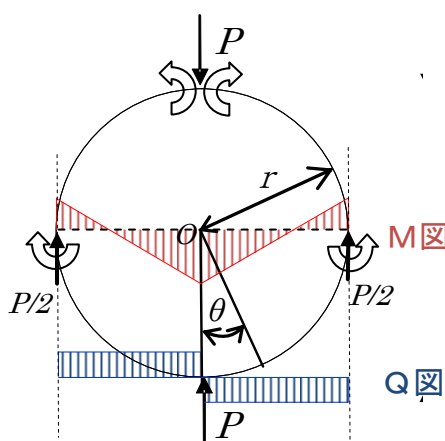


図-4.32 円環の曲げ載荷模式図

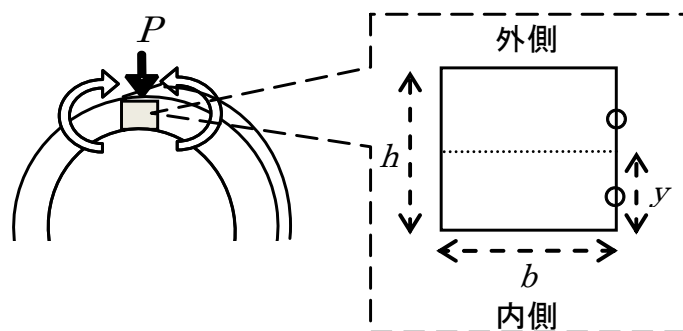


図-4.33 管頂部微小領域における長方形断面

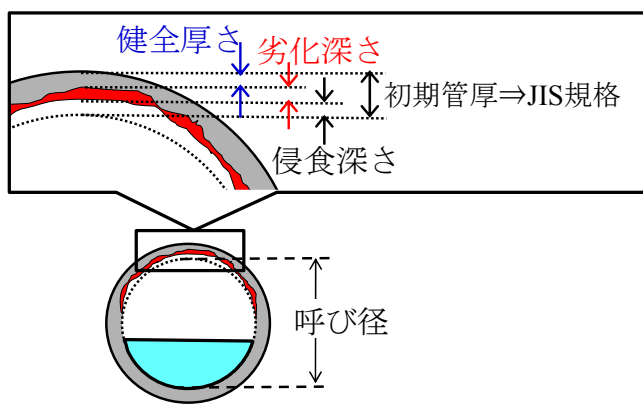


図-4.34 健全厚さの推定方法

次に、図-4.33 に示すような管頂部の微小領域に着目した時、コンクリートの引張応力 f_t 、断面二次モーメント I 、また重心の距離 y は、以下のように表せる。

$$f_t = \frac{M}{I} y \quad (4.6)$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (4.7)$$

$$y = \frac{1}{2} h \quad (4.8)$$

ここに、 b ：載荷幅(m)、 h ：管厚(m)

前述の試験結果より、管渠に見られる硫酸劣化では、ある深さまでのコンクリートは脆弱化し、それより深いコンクリートは十分に健全であった。そのためコンクリートの健全厚さは、 t_0 を初期管厚(m)、 t_f を劣化深さ(m)としたとき、 $h = t_0 - t_f$ で表すことができ (図-4.34 参照)、ひび割れが発生する載荷重 P_c およびひび割れ発生曲げモーメント M_c (kN・m/m)は、式(4.5)～式(4.8)を用いて、式(4.9)および式(4.10)で示すことができる^{4.17)}。

$$P_c = \frac{f_t \times b}{6 \times 0.318 \times r} \times (t_0 - t_f)^2 \quad (4.9)$$

$$M_c = \frac{f_t \cdot b \cdot (t_0 - t_f)^2}{6} \times 10^3 \quad (4.10)$$

ここに、 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

これより、引張強度 f_t および管頂部の劣化深さ t_f が分かれば、初期管厚 t_0 にJIS推奨管厚を代入することで、式(4.9)よりひび割れ発生載荷重 P_c を、式(4.10)よりひび割れ発生曲げモーメント M_c を算出できる。よって、管頂部の劣化深さが分かれば、JISに規定されるひび割れ荷重を基準とした管渠の外圧に対する耐力判定が可能となる。

4.4.2 健全厚さに基づく耐力算定の実験的検証

A-1～A-8について、劣化深さを中性化深さとし、(管頂部の健全厚さ=管厚-劣化深さ)として、健全厚さの二乗と曲げひび割れ荷重の関係を試算した。この試算で用いた管渠の諸物性値を表-4.6に、試算結果を図-4.35に示す。図より正の相関が見られ、これはAタイプの場合では管頂の健全厚さの減少が耐力低下の支配要因であったことを示す。

以上のことから、Aタイプの場合には、管頂部の健全厚さがわかれば、管渠の曲げひび割れ発生荷重を予測することが可能であることがわかる。前章では、劣化深さとしての中性化深さ

表-4.6 曲げ試験に供した試験体の諸物性値

試験体名	曲げひび割れ荷重(kN/m)	管厚(mm)	中性化深さをを用いた健全厚さ	
			中性化深さ(mm)	(健全厚さ) ² (mm ²)
A-4	32.7	29.87	9.31	422.7
A-5	30.0	29.22	8.18	442.7
A-6	64.4	31.99	9.57	502.7
A-7	14.1	25.91	9.28	276.6
A-8	22.9	27.29	9.43	319.0

※健全厚さ=管厚-中性化深さ

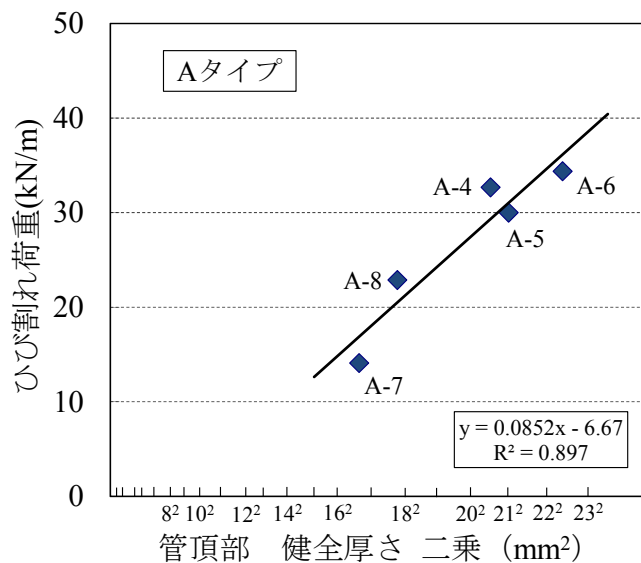


図-4.35 管頂部の健全厚さの二乗と曲げひび割れ荷重

について、超音波法もしくは内視鏡レンズを用いて計測する手法を示した。これらの手法により中性化深さを求め、管頂部の健全厚さの二乗を算出することができれば、既設管渠の曲げひび割れ荷重を推定できる可能性がある。

4.4.3 健全厚さ推測の適応範囲

前節では、Aタイプの場合において管頂部の健全厚さがわかれば、式(4.10)よりひび割れが発生する曲げモーメント M_c が算出できることを示した。そのためには劣化深さ t_f を求める必要がある。実構造物で見られる硫酸劣化では、脆弱化に加えてコンクリートの侵食による消失も含まれる。したがって、真の健全厚さを求めるには、初期の管厚 t_0 、劣化深さ t_f 、および侵食深さを考慮する必要があるが、取り扱った管渠の供用初期の管厚が不明なため、侵食深さは求められなかった。しかし、取り扱ったどの試験体も侵食はほとんど見られなかったため、本試算では侵食深さについては考慮していない。しかし、硫酸劣化が著しく激しい場合（例えば粗骨材が露出する、鉄筋が露出するなど劣化が極度に進行している場合）、侵食深さを知らないことができないため、健全厚さを推定することは出来ないと考えられる。

それ故、本方法の適用範囲を、管渠の内側表面からのコンクリートの侵食がない場合に限定することとした。一方、粗骨材や鉄筋が露出するほど劣化が進行した場合には、後に試算結果を示すが、既に曲げ耐力が著しく低下し使用限界状態に達していると予測される。

4.4.4 管渠の外圧に対する耐力判定法

式(4.9)を用いて、曲げ試験の結果を基に試験体のコンクリートの引張強度 f_t を算出した。この値を用い、式(4.10)の劣化深さ t_f を変数とし、 t_f に対する M_c の値をプロットした結果を図-4.36に示す。また同図中に供試体 (A-4, A-5, A-6, A-8) の曲げ試験による M_c と t_f の関係を示す。ここでは、製造時に管厚が薄かったと推測される A-7 については除外した。外圧強度の基準値が異なる1種ひび割れ荷重時曲げモーメント、および2種ひび割れ荷重時曲げモーメントを同

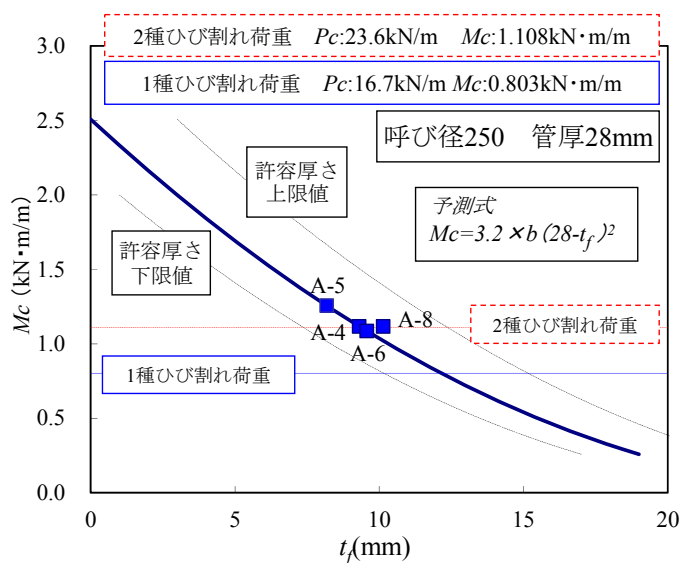


図-4.36 劣化深さ t_f とひび割れが発生する曲げモーメント M_c の関係

図中に示す。また、呼び径 250 の管厚の JIS で許容される誤差 $-2\text{mm}\sim+3\text{mm}$ から生じる M_c の誤差範囲も併せて示す。図より、供試体 (A-4, A-5, A-6, A-8) による結果は、いずれも M_c の計算値と一致している。よって、呼び径 250 の劣化管渠の M_c を求めるには、式(4.10)を用いて劣化深さ t_f から算出する方法が有効であることがわかる。

4.5 劣化部位が曲げひび割れ荷重の低下に及ぼす影響 (Bタイプの劣化形態)

4.5.1 Bタイプの曲げ載荷試験結果

本節では、Bタイプの形態で劣化が進行した場合の曲げ耐力の低下について考察する。Bタイプで劣化が進行した場合、その中性化の状況は図-4.11 のようになる。また、曲げ試験で得られたAタイプ、Bタイプのひび割れが発生する曲げモーメント M_c と、最大劣化部の健全厚さとの関係を図-4.37 に示す。また、同図中には管頂部を 0° とした時の、最大劣化部位の角度を $\pm 30^\circ$ 、 $\pm 60^\circ$ と表記した。この図より、Bタイプの形態で劣化が進行した場合、Aタイプに比べ最大劣化部の健全厚さに対する M_c の値の低下割合が緩やかであることが分かる。なお、B-4($\pm 30^\circ$)については、目視観察より製造時より管厚が薄かった。そのため、本来ならば最大劣化部の健全厚さに対し、もっと大きな M_c の値であったと思われる。

4.5.2 有限要素解析によるBタイプ劣化形態の曲げ耐荷低下の傾向分析

Bタイプの劣化形態の場合の曲げ耐力の低下について傾向分析することを目的とし、管渠断面に働く応力やひび割れ発生荷重に着目し、有限要素解析を行った。この解析では、管頂部 ($0 \pm 15^\circ$) の劣化が最大の場合、 $\pm 30 \pm 15^\circ$ の部位の劣化が最大の場合、および $\pm 60 \pm 15^\circ$ の部位の劣化が最大の場合の3パターンとなるように減肉処理を行った。また劣化深さは、管渠内側表面から 0mm, 4mm, 8mm, 12mm の4パターンとした。解析モデル図の例を図-4.38 に示す。

また、2次元の平面ひずみ要素を用い、静的載荷実験時の荷重点に強制変位を漸増で与える解析を実施した。本解析で入力した材料特性および構成則を表-4.7 および図-4.39 に示す。図に示すようにコンクリートは圧縮側で完全弾塑性、引張側は引張強度に達すると線形軟化する構成則とした。軟化勾配 E_S に関しては破壊エネルギーの等価性を仮定し、Bazant らの式^{4.18)}を用いて要素寸法依存性を低減させた。Bazant らの式を式(4.11)に、破壊エネルギーおよび要素等価長さの算出式を式(4.12)、式(4.13)に示す。

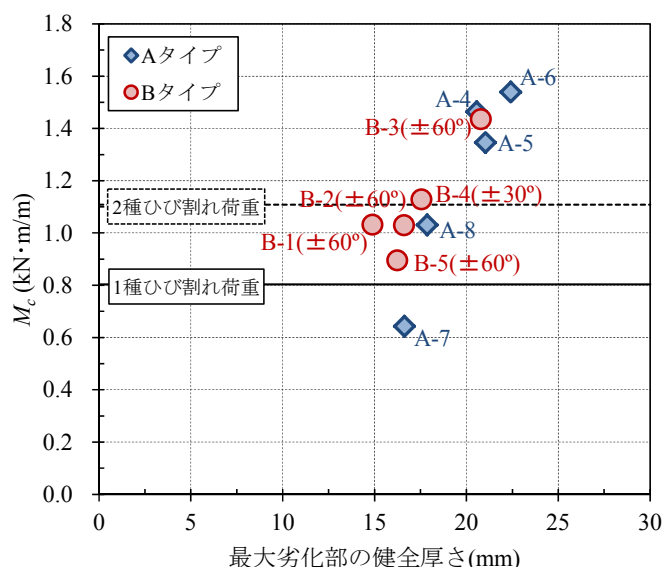


図-4.37 M_c と最大劣化部の健全厚さとの関係

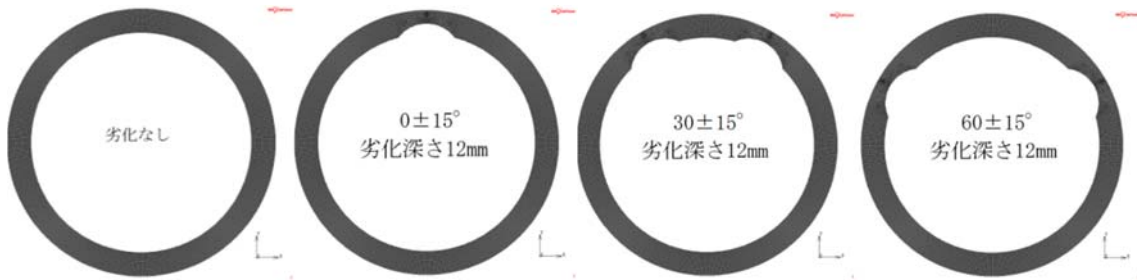


図-4.38 解析モデル図の例（劣化なし，および0°，30°，60°の12mm劣化深さ）

表-4.7 材料特性

材料	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	75.0	35.0	0.17

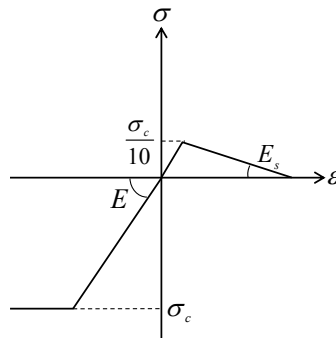


図-4.39 応力-ひずみ関係（単軸換算）

$$E_s = \left(\frac{1}{E} - \frac{2G_f}{f_t^2 h} \right) \quad (4.11)$$

$$G_f = \frac{1}{100} (d_{max})^{\frac{1}{3}} f'_{ck}{}^{\frac{1}{3}} \quad (N/mm) \quad (4.12)$$

$$h = \sqrt[3]{V} \quad (4.13)$$

ここで、 f_t はコンクリートの引張強度、 d_{max} は粗骨材の最大寸法(20mm)、 f'_{ck} はコンクリートの設計基準強度、 V は要素の体積である。非線形型の Drucker-prager の降伏条件に従うこととした。なお、本解析は汎用有限要素解析ソフト MSC.Marc を使用した。

解析結果による M_c と最大劣化部の健全深さとの関係を図-4.40 に、ひび割れが生じる直前の相当応力分布図を図-4.41 に示す。応力の上限は非線形モーラーローンの降伏条件に仮定する材料特性における降伏応力とした。

図-4.40 より、0±15° で劣化した場合の耐力低下が最も著しい。図-4.41 の相当応力分布を見ると、管頂部内側への応力集中が見て取れる。この応力集中が管渠の曲げ耐力低下に影響したと考えられる。±60±15° で劣化した場合は 0±15° で劣化した場合よりも管頂部への応力集中が緩やかであり、そのため 0±15° で劣化した場合よりも管渠の曲げ耐力低下が緩やかだったと推察される。

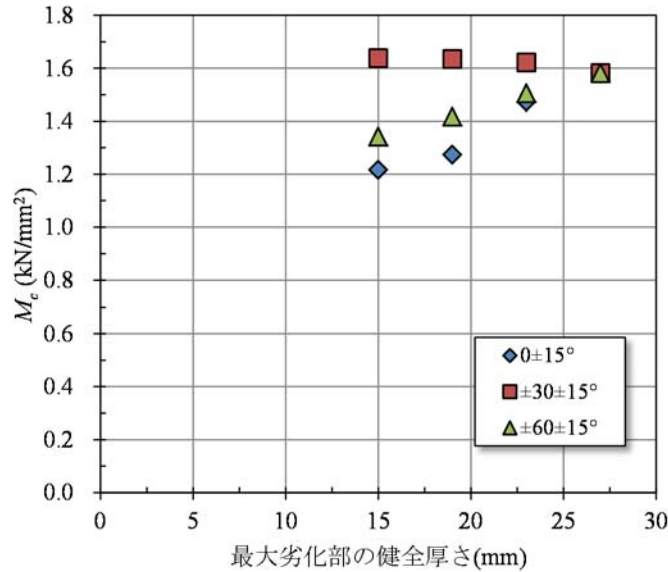


図-4.40 有限要素解析による M_c と最大劣化部の健全厚さとの関係

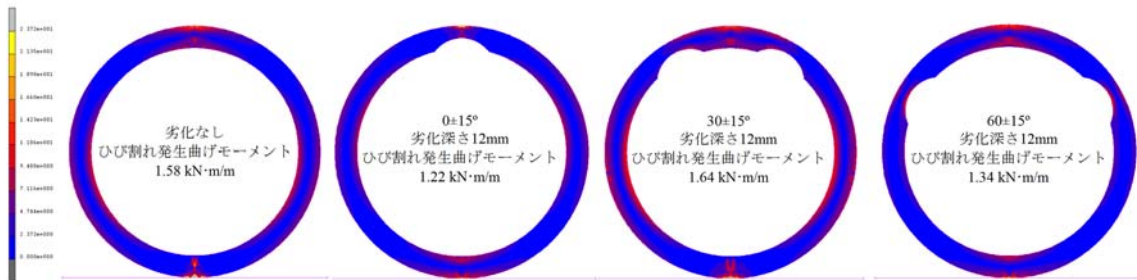


図-4.41 ひび割れが生じる直前の相当応力分布図
(劣化なし, および 0°, 30°, 60° の 12mm 劣化深さ)

また、 $\pm 30 \pm 15^\circ$ で劣化した場合のひび割れ発生曲げモーメントは、劣化なしの場合より若干大きく、また双方ともに下部内側よりひび割れが発生していた。これは、劣化深さ 12mm までの範囲では $\pm 30 \pm 15^\circ$ で劣化しても管渠の曲げ耐力には大きく影響を及ぼさなかったことを示す。なお、図-4.37 中の B-4 は $\pm 30 \pm 15^\circ$ に分類されるが、耐力が低い結果となっている。これは前述の通り製造時の管厚が元々薄かったことが影響したと思われる。図-4.37 中の $\pm 60 \pm 15^\circ$ に分類される試験体の曲げ耐力については、図-4.40 で得られた傾向と同様に、 $0 \pm 15^\circ$ に比べ最大劣化部の健全厚さに対する耐力の低下割合が緩やかである結果となった。

以上の結果より、健全厚さが減少する部位が異なると、管渠の耐力低下現象も異なることが示された。その耐力低下は図-4.37 の曲げ試験結果から、 $0 \pm 15^\circ$ の場合に最も大きく、 $\pm 60 \pm 15^\circ$ の場合の耐力低下はそれに対し緩やかであり、図-4.37 の実験結果に基づき曲げ耐力が推定可能だと考えられる。また $\pm 30 \pm 15^\circ$ の場合の耐力低下については、図-4.40 の解析結果より、劣化深さ 12mm までは低下しないことが明らかとなった。

本数値解析では、管渠の硫酸劣化に伴う曲げ耐荷性能の低下に関し、定性的な傾向を知ることにはできたものの、定量的な曲げ耐荷性能の低下を評価することは行っていない。しかし、数値解析の結果より、曲げ耐荷性能の低下傾向は劣化が進行する部位により異なる傾向を示すが、

その中でも管頂部で劣化が生じた場合が最も管渠の曲げ耐荷性能の低下に影響が大きいことがわかった。よって、Bタイプの形態で劣化が進行する場合には、直接的に管渠の曲げ耐荷性能を評価することは難しいとしても、最も劣化が進行した部位に対して4.4節で示した残存健全厚さに基づく曲げ耐力評価法を適用し、その劣化が管頂部で生じたものとみなし耐荷性能評価を行うことで、安全側に残存耐力の評価を行うことができると考えられる。

4.6 種々の呼び径への耐力推定法の適用

4.4 節では、A タイプの劣化形態での呼び径 250 の管渠について、劣化深さ t_f から M_c の推定法を示した。ここでは、まず A タイプの劣化形態での種々の呼び径の管渠の M_c について、式 (4.10) を用いて試算し、その後に B タイプの場合についても考察を行う。

腐食によるコンクリートの消失を伴わないことを前提とし、JIS 規格の管厚寸法を用い、劣化が進行したと仮定し管頂部管厚を変化させた時の、各呼び径の t_f と M_c の関係を計算した結果を図-4.42 に示す。また、各呼び径における 1 種ひび割れ荷重時曲げモーメントに着目し、外圧が管渠に働き、ひび割れが発生する限界健全厚さから算出される劣化深さを許容劣化深さと定義した上で、その許容劣化深さを示すプロットを同図中に丸で示した。

すなわち、実際の劣化深さが許容劣化深さに達したとき、管渠にひび割れが発生すると想定する。またその時の許容劣化深さを表-4.8 に示す。なお、この試算では鉄筋による曲げ耐力補強効果は加味していない。この試算結果によると、呼び径 350 までは呼び径が大きくなるにつれ t_f が小さくなるが、呼び径 350 を境に呼び径が大きくなるにつれ t_f も大きくなるのが分かる。また、それと連動し、呼び径 350 からは呼び径が大きくなるにつれ許容劣化深さも大きくなるのが分かる。

以上より、A タイプの劣化形態の場合、任意の呼び径の管渠に対し、劣化深さ t_f からひび割れが発生する曲げモーメント M_c が推定可能である。なお、JIS の管厚やひび割れ荷重値は改定により変遷するため、既設管渠の建設当時の設計条件は、現在の基準を満たさない可能性がある。しかし、今後も供用されることを考慮すると、既設管渠も現行の JIS 規格を満足する必要がある。そのため、本試算では建設時期にかかわらず、現行の JIS 規格値である 1 種ひび割れ荷重によって耐力を評価した。

なお、侵食により粗骨材や鉄筋の露出が見られるほど劣化が進行した場合、その劣化深さは

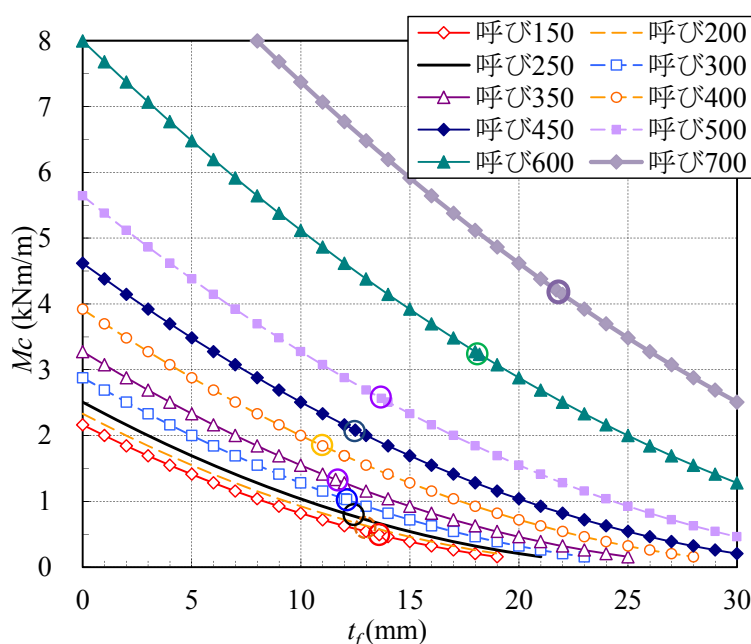


図-4.42 種々の呼び径での t_f と M_c の関係 (図中の○印は許容劣化深さ時の M_c を示す)

表-4.8 各呼び径での1種ひび割れ荷重時曲げモーメントと許容劣化深さ

呼び径 (mm)	1種ひび割れ 荷重時曲げ モーメント (kN・m/m)	初期 管厚 (mm)	限界 健全厚さ (mm)	許容 劣化深さ (mm)
150	0.492	26	13.6	12.4
200	0.645	27	14.2	12.8
250	0.803	28	15.9	12.1
300	1.026	30	17.9	12.1
350	1.333	32	20.4	11.6
400	1.685	35	23.0	12.0
450	2.088	38	25.5	12.5
500	2.551	42	28.3	13.7

12～13mm 以上となる。表-4.8 から、呼び径 500 以下の管渠ではすでに許容劣化深さ以上に劣化が進行していることが推定されるため、この方法による耐力判定を行う以前に JIS 規格を満足しないことが容易に判定できる。

以上より、初期管厚 t_0 および劣化深さ t_f に基づく曲げ耐力の算出により、劣化した管渠に対し、JIS 規定のひび割れ発生荷重値を閾値としたとき、任意の寸法の管渠に対し残存耐力評価を行うことが可能であると分かった。

次に、B タイプの場合について考察する。4.5 節では数値解析の結果より、たとえ B タイプで劣化が進行したとしても、最も劣化が進行した箇所に対し残存健全厚さに基づく A タイプの耐力評価方法を用いることで、安全側に耐荷性能評価ができるとした。これを踏まえ、B タイプの形態で劣化が進行している場合には、最も劣化した部位に着目し、本節の A タイプでの 1 種ひび割れ荷重時曲げモーメントに基づく方法で許容劣化深さを算出することで、最も劣化した部位の許容劣化深さを安全側に求めることができると考えられる。

4.7 劣化速度に基づく残存余寿命の推定

健全厚さの推定では、管渠内側表面からのコンクリートの侵食がない場合に限定した。硫酸溶液中のコンクリートの劣化と時間の関係については、既往の研究でルート式^{4.19)}、あるいは線形式^{4.20)}が提案されている。ルート式は腐食層が脱離せず拡散律速に従う場合、また線形式は流水中などで腐食層が脱離する場合の劣化予測式である。本検討ではコンクリートの侵食がないと仮定し、管渠の劣化進行は劣化深さが時間の平方根に比例する \sqrt{t} 則に則るとした。これを用い、管渠の曲げ耐力が JIS の定めるひび割れ発生荷重値を下回るまでの期間を求めることを試みた。またこの残存期間を余寿命とする。

図-4.43 の A 点は、供用開始直後で管渠の管厚は t_0 である時点を示す。今、供用年数 T_f を経て B 点に至り、劣化深さが t_f に達したとする。この管渠に JIS の定めるひび割れ発生荷重が働くときの作用曲げモーメントを M とする時、劣化深さが t_f ならば管渠にひび割れは発生しないと想定される。更に供用年数を経て C 点に至ったとする。C 点の劣化深さは t_f+t_r であり、このとき $M_c=M$ となり管渠にひび割れが発生する。B 点から見たとき、B 点から C 点までの供用期間が余寿命となる。

ここで、管渠の硫酸劣化の進行は \sqrt{t} 則に従うとした上で、点 B から点 C までの余寿命の試算方法を次に示す。 \sqrt{t} 則が成り立つ時、式(4.14)が成り立つ。

$$\frac{t_f}{\sqrt{T_f}} = \frac{t_f+t_r}{\sqrt{T_f+T_r}} \quad (4.14)$$

ここに、 t_f : 劣化深さ(mm),

T_f : 供用年数(year)

t_r : ひび割れ発生まで劣化可能な管厚(mm)

T_r : 余寿命(year)

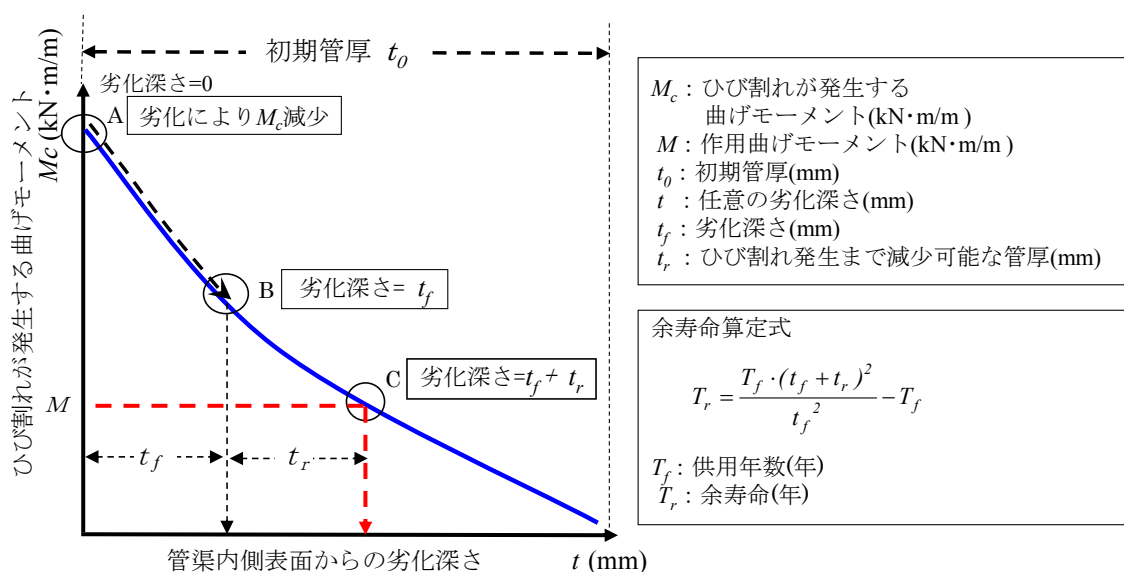


図-4.43 t_f から求める劣化管渠の余寿命推定法の概念図

式(4.14)を T_r について解くと式(4.15)を得る。

$$T_r = \frac{T_f \cdot (t_f + t_r)^2}{t_f^2} - T_f \quad (4.15)$$

式(4.15)より得られる余寿命 T_r は、 M_c が M に至り、ひび割れが発生するまでに減少する管厚 t_r から算出される、残された劣化進行時間を示す。これを管渠の余寿命とみなす。しかし、これは硫酸劣化の進行にコンクリートの侵食を伴わないという仮定の下で算出されるものであり、侵食を伴う硫酸劣化の場合には適用できない。

ここで、一例として A タイプの中で最も劣化深さが大きかった A-8 の残存寿命の試算を行う。管渠の呼び径は 250、供用期間は 38 年であり、管頂部の中性化深さは 11.14mm であった。よって中性化速度係数は 1.81 mm $\sqrt{\text{year}}$ となる。ここで、初期管厚が JIS の推奨管厚 28mm であったとした場合で、管頂部の管渠内側からの劣化により、管頂部の健全厚さが減少する場合を考える。この健全厚さの減少により、管渠の曲げ耐力が 1 種ひび割れ荷重を下回るのは、健全厚さが 15.9mm に達した時であり、この時の許容劣化深さは 12.1mm である (表-4.8 参照)。よって、残存寿命は 12.10-11.14=0.96mm の劣化深さに対応する時間となる。この残存寿命を、式(4.15)を用いて算出すると、全寿命は 44.8 年であり、残存寿命は 6.8 年と算出される。

以上の手法により、A タイプの形態で劣化が進行した場合には、1 種ひび割れ荷重を閾値として、4.6 節の表-4.8 に示す管頂部の許容劣化深さを基にして、余寿命を算出することが可能である。B タイプの形態で劣化が進行した場合には以下のように考えることができる。すなわち、4.5 節で示した、最も劣化が進行した箇所に対し、残存健全厚さに基づく A タイプの耐力評価方法を用いることで、安全側に耐荷性能評価ができるとした数値解析の結果を踏まえる。その上で、最も劣化した部位に着目し、表-4.8 の許容劣化深さを基に安全側に余寿命の算出をすることができると考えられる。

4.8 下水管渠診断フローの提案

4.8.1 下水管渠損傷の分類とその判断基準

これまで、下水管渠の劣化深さを基にして、JISの第1種ひび割れ荷重の規定に基づく管渠の曲げ耐力判定方法について述べてきた。本節では、この耐力判定方法を用いた、管渠の診断フローについて検討を行う。その上で、始めに目視調査を行い、目視で判断可能な劣化は目視で、目視では判断できない劣化の場合は健全厚さを用いた耐力判定を実施することとした。また、健全厚さを用いた耐力判定により耐力不足と判定された場合には、自立管や敷設替え等による更生を適用することとする。また、局所的なひび割れや腐食はあるものの、下水管渠の耐力に問題がない場合は二層構造管による止水補修を行うこととする。なお、目視調査で判断可能な劣化を、致命的な劣化と修復可能な劣化に分類した。以下に、その分類の内訳を示す。

下水管渠の要求性能は、水密性、水の流れやすさ、継手の健全性、および外圧に対する抵抗性である。これら要求性能を満足する上で支障を生じる劣化のうち、目視調査で判断可能な致命的なものは、

- 1) 硫酸劣化から生じる鉄筋の露出や錆汁（硫酸劣化が鉄筋の露出や錆汁を生じさせるまで進んだ場合、下水管渠の耐荷性能は著しく低下すると考えられる）
 - 2) 軸方向の大きなひび割れ（軸方向にひび割れが生じるということは、既にその下水管渠の曲げひび割れ荷重以上の負荷を受けている）
 - 3) 止水処理できないほどの大きな損傷（補修では要求される性能の回復が見込まれない）
- の3項目である。このような劣化が見られた場合、自立管や敷設替え等による下水管渠の更生が必要であると考えられる。

一方、目視調査で判断可能である劣化のうち、修復可能なものとしては、周方向のひび割れ、局所的な小ひび割れ、樹木根の侵入、堆積物や障害物による水流の阻害、管路たるみ、継手部のズレ、継手部材の劣化、継手部損傷等が挙げられる。これらの劣化に関しては、二層構造管等による修復が可能であると考えられる。

現在は、目視調査についての統一的な判断基準は存在せず、管理団体の独自の判断に委ねられている。ここで提案する劣化診断では目視調査により判定できる劣化を致命的損傷と修復可能な損傷に分類し、その判定基準を表-4.9のように定め、表中に示す劣化程度以上で何らかの

表-4.9 目視調査から対策を必要と判断する致命的損傷と修復可能な損傷の程度

	劣化現象	対策が必要とされる劣化程度
致命的 損傷	錆汁や鉄筋露出	確認され次第
	軸方向大ひび割れ	幅2mm以上
	止水処理できない大きな損傷	欠落
修復可能 な損傷	継手部のズレ	70mm以上
	継手破損	ゴムリングの脱却 円周の1/4以上
	壁面の部分的損傷	全体的損傷でない
	周方向のひび割れ	幅2mm以上
	たるみ	内径の1/2以上
	浸入水	流れている
	樹木根侵入	内径の1/2未満閉塞

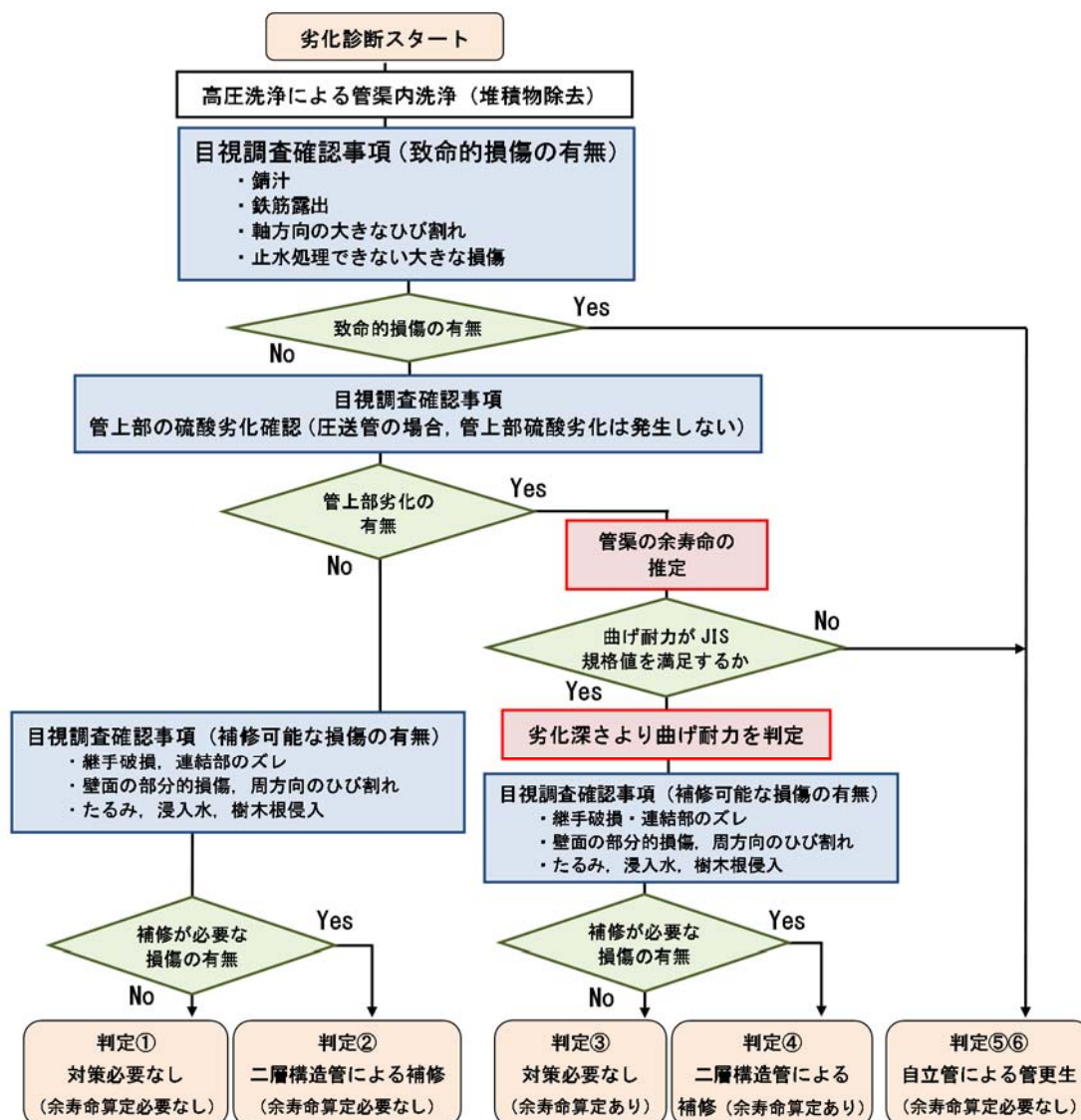
対策を必要とするとした。この判定基準の設定には、(社)日本下水道協会^{4.21)}や(社)日本下水道管路管理業協会^{4.22)}が提示する判定基準を参考とした。

4.8.2 劣化診断の手順と診断フローの提案

ここでは、提案する劣化診断の手順を示し、診断フロー(図-4.44)とその詳細を述べる。

まず、管路を高圧洗浄する。これで管路中に堆積する、水流を阻害する異物は洗い流される。その後、ビデオカメラによる目視調査を行う。ここで、圧送管の場合、下水管渠内に気相部が形成されないと予測されるため、硫酸による腐食や下水管渠の耐力低下はないと考えてよい。圧送管でない場合、気相部が形成され、硫酸劣化が懸念される。管上部が腐食により変質および変色しているかどうかを目視により確認し(管上部劣化の有無)、必要に応じドリル穿孔を行い、曲げ耐力判定および余寿命の算定を行う。

以下、下水管渠診断フローによる判定結果をまず3つのケースに分類し、さらに細かく①～



(※フロー判定結果①～⑥の詳細を本文中に示す。)

図-4.44 下水管渠劣化診断フロー

⑥に分類するフローを示す。

(1) 管上部に劣化がない場合 (致命的な欠陥なし)

各種欠損や漏水がない場合は問題なく供用できると判断し、対策は不要とする (判定①)。継手破損、継手部のズレ、部分的な壁面の破損、管路のたるみ、周方向の大きなひび割れ、周・軸方向の小さなひび割れ、浸入水、樹木根侵入など、何らかの欠損が見られる場合、漏水、流水能力の低下が懸念されるため、二層構造管による補修を行う (判定②)。

(2) 管上部に劣化がある場合 (致命的な欠陥なし)

硫酸劣化による管頂部健全部材厚さ減少のため、耐力低下が懸念される。健全厚さを求め、表-4.9 から下水管渠の外圧に対する抵抗性の有無を判断する。許容劣化深さが表-4.8 に示す値より小さい場合、下水管渠は外圧に対する抵抗性があると判断される。このとき下水管渠の余寿命推定を行う。各種欠損や漏水がない場合は対策の必要はない (判定③)。継手破損、継手部のズレ、部分的な壁面の破損、管路のたるみ、周方向の大きなひび割れ、周方向あるいは軸方向の小さなひび割れ、浸入水、樹木根侵入など、何らかの欠損が見られる場合は止水や流水能力向上を目的とし、二層構造管による補修を行う (判定④)。許容劣化深さが表-4.8 に示す値より大きい場合、下水管渠には外圧に対する抵抗性を期待できない。この場合は十分な耐力を得るため、自立管による管更生を行う (判定⑤)。

(3) 管上部に劣化がある場合 (致命的な欠陥あり)

錆汁、鉄筋露出、軸方向の大きなひび割れ、止水処理で対処できない致命的な欠陥や欠損が見られる場合、下水管渠は供用限界を超えていると判断し、耐力を十分に持たせるため自立管による管更生を行う (判定⑥)。この場合、下水管渠は既に供用限界を過ぎており、下水管渠の更新を前提とするため耐力判定や余寿命算定を行う必要はない。

4.9 本章のまとめ

4.9.1 各節のまとめ

本章では、38年間供用され硫酸により劣化した下水管渠を用い、詳細な劣化調査を行った。またその劣化調査を基に、管渠の部材としての曲げ耐力評価方法について検討を行い、劣化診断フローの提案を行った。以下に各節で得られた知見をまとめる。

4.2 節「38年間供用された下水管渠の劣化調査」のまとめ

- ✓ 38年間供用されたコンクリート製管渠の詳細な劣化調査を行った結果、管渠のコンクリートは気相と液相の境界部から気相部にかけて劣化が見られた。
- ✓ 経年劣化した管渠の曲げ載荷試験では、初めに管渠上部の内側にひび割れが発生することが確認された。詳細調査の結果、管渠上部の内側はある深さまで中性化が進行し、ビッカース硬さが低下し、Caが溶脱していることが確認された。また劣化が確認された領域ではコンクリート組織の脆弱化も確認され、これらの要因のため、管渠の曲げ耐力の低下が生じていることを確認した。
- ✓ ビッカース硬さの急激な低下が見られる劣化深さをビッカース劣化深さとするとき、このビッカース劣化深さと中性化深さはほぼ同程度であった。なお、ビッカース劣化深さより深い箇所のコンクリートは健全であった。これより、本研究では硫酸による劣化深さを中性化深さとして扱うこととした。なお、供用中は水中であった管渠下部では劣化は認められなかった。

4.3 節「非破壊および微破壊試験による硫酸劣化深さの推定法」のまとめ

- ✓ 硫酸による劣化深さを求める方法について、表面法超音波伝播速度を用いた推定法、および内視鏡カメラを用いた測定手法について示した。これらの手法により得られる劣化深さは、ノギスで計測した中性化深さとほぼ同程度であり、それらの推定値は実務上許容できる誤差範囲であった。

4.4 節「硫酸劣化深さと下水管渠の曲げ耐力との関係（Aタイプの劣化形態）」のまとめ

- ✓ 硫酸による劣化を受けた部位はビッカース硬さが著しく低下していたことから、その劣化部位は欠損しているとみなした上で、劣化していない部位である健全厚さから曲げ耐力を算定する方法を示した。また、初期管厚より劣化深さを差し引くことで健全厚さを求めることができることを示した。
- ✓ Aタイプ（管頂部が最も劣化している場合）の劣化形態の場合、曲げひび割れ荷重は、管頂部の健全厚さの二乗に比例することを、実環境で劣化した管渠の曲げ試験の結果より導いた。また、硫酸劣化による曲げ載荷低下の支配要因は硫酸劣化していない健全厚さの低下であることを示した。

4.5 節「劣化部位が曲げひび割れ荷重の低下に及ぼす影響（Bタイプの劣化形態）」のまとめ

- ✓ Bタイプ（斜め上方部位が最も劣化している場合）の劣化形態の場合、健全厚さが減少する部位によって管渠の耐力低下現象が異なることを示した。その耐力低下は $0\pm 15^\circ$ （Aタイプ）の場合に最も大きく、 $\pm 60\pm 15^\circ$ ではそれに対し緩やかであり、また $\pm 30\pm 15^\circ$ では、劣化深さ 12mm までは低下しないことが明らかとなった。
- ✓ Bタイプの形態で劣化が進行する場合には、直接的に管渠の曲げ耐荷性能を評価することは難しい。しかし、最も劣化が進行した部位に対しAタイプで用いた残存健全厚さに基づく曲げ耐力評価法を適用し、その劣化が管頂部で生じたものとみなし耐荷性能評価を行うことで、安全側に残存耐力の評価を行うことができる。

4.6 節 「種々の呼び径への耐力推定法の適用」のまとめ

- ✓ JIS 規定による初期管厚 t_0 、および劣化深さ t_f に基づく曲げ耐力を算出することにより、劣化した管渠に対し、JIS 規定のひび割れ発生荷重値を閾値とする、任意の寸法の管渠に対する残存耐力評価を行うことが可能である。

4.7 節 「劣化速度に基づく残存余寿命の推定」のまとめ

- ✓ 管渠の曲げ耐力が JIS に規定される第 1 種ひび割れ荷重を下回る時を管渠の寿命とした時の、管渠の余寿命の算出方法について以下のように示した。すなわち、硫酸劣化によるコンクリートの侵食がない前提条件で、曲げモーメント M_c と劣化深さ t_f の関係を用いて、硫酸劣化の進行が \sqrt{t} 則に従うものと仮定した上で第 1 種ひび割れ荷重を下回る劣化深さとなる時間を算出するものである。

4.8 節 「下水管渠診断フローの提案」のまとめ

- ✓ 下水管渠の要求性能を基に、供用中に下水管渠が満たすべき要件を抽出した。また抽出した要件を満足するか否かの判断を行う上で、目視調査では判別できない管渠の曲げ耐力の評価について、本章で検討を行った硫酸劣化過程に基づく曲げ耐力評価法を用いた。これを含め、抽出した要件に基づく下水管渠の診断フローを提案した。

4.9.2 本章で得られた知見と意義

気相部の劣化形態から、試験体を A タイプ（管頂部が最も劣化している場合）、B タイプ（斜め上方部位が最も劣化している場合）に分類し、それぞれの場合において、健全厚さの減少が曲げ耐力の低下に及ぼす影響について明らかにした。本章で対象とした硫酸劣化は \sqrt{t} 則に基づき進行すると仮定した上で、管渠の曲げ耐力に基づく余寿命の算定方法について検討した。また、本章で検討した管渠の曲げ耐力評価および余寿命算定を含めた、管渠の要求性能に基づく管渠の劣化診断フローを提案した。

この診断法は、下水管渠のライフサイクルマネジメントの最適化に資するものとする。

4.9.3 今後の課題

本章では、ある地域で 38 年間供用され、硫酸劣化による損傷を受けた実下水管渠の詳細調査

を基に、下水管渠の部材に着目した硫酸劣化診断方法について検討を行った。しかし、実環境下の下水管渠の劣化進行は、その供用環境に大きく影響を受けることが知られている。例えば、管渠の勾配により水位がどの程度変動するか、また越流部などでは硫化水素が気相に拡散されやすく、そのため硫酸劣化作用が促進される場合がある、などである。

そのため、様々な環境条件で、本章で提案した管渠の要求性能に基づく診断フローにより適切に診断できるか否かを、複数の実環境条件下で検証する必要がある。また、診断精度を高めるためには、環境条件により場合分けされた診断方法も検討していくべきであると考えられる。

[参考文献]

- 4.1) C.D.Parker: The Corrosion of Concrete -2. The Function of Thiobacillus Concretivorus (Nov. Spec) in the Corrosion of Concrete Exposed to Atmospheres Containing sulfide-, Austral. J. Exp. Biol., No.23, pp.91-98, 1945
- 4.2) 松下博通, 山本大介, 関野勇: 38 年間供用されたコンクリート製下水道管渠の劣化状況について, 下水道協会論文集, Vol.47, No.576, pp.149-155, 2010
- 4.3) 松下博通, 山本大介, 関野勇: コンクリート製下水道管渠の劣化調査方法に関する検討, 下水道協会論文集, Vol.47, No.578, pp.120-128, 2010
- 4.4) 松下博通, 山本大介, 濱田秀則: コンクリート製下水道管渠劣化診断フローの提案, 下水道協会論文集, Vol.49, No.597, pp.106-113, 2012
- 4.5) 中本至: 下水道施設におけるコンクリート構造物の化学的劣化, 土木学会論文集, No.472, V-20, pp.1-11, 1993
- 4.6) 知花寛, 国吉厳: 下水道管きよの腐食調査について, 下水道協会誌, Vol.26, No.296, pp.63-68, 1989
- 4.7) 青柳直樹, 吉田祐介, 渡邊秀光, 三浦尚: 硫酸環境下におけるコンクリートの劣化性状と内部強度分布に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.15, No.1, pp.35-43, 2004
- 4.8) 蔵重勲: 硫酸によるコンクリート劣化のメカニズムと予測手法, 東京大学学位論文, 2002
- 4.9) 羽原俊祐: 硬化コンクリートの組織及び空隙構造と物性の関係に関する研究, 慶応大学大学院学位論文, p150, 1992
- 4.10) ライフサイクルサポート研究会: 微生物腐食の 4 段階メカニズム, 月刊下水道, Vol.22, No.13, pp.61-64, 1999
- 4.11) 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
- 4.12) 山本大介, 佐川康貴, 濱田秀則, 松下博通: 超音波法による硫酸劣化深さの推定手法に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1491-1496, 2009
- 4.13) 物理探査学会: 物理探査ハンドブック, pp.118-122, 1998
- 4.14) 平田隆祥, 魚本健人: 超音波法によるコンクリートのひび割れ深さ測定における探触子の影響, 第 54 回セメント技術講演要旨, pp.160-161, 2000
- 4.15) 物理探査学会: 物理探査ハンドブック, pp.18-19, 1998
- 4.16) 尼崎省二, 山本尚志: コンクリートの弾性波速度に及ぼす鉄筋の影響および表面法による弾性波速度の測定, コンクリート工学論文集, Vol.18, No.2, pp.95-102, 2007
- 4.17) 構造力学公式集, 土木学会, pp.407-411, 1974
- 4.18) Bazant Z. P., Oh B. H.: Crack band theory for fracture of concrete, Materials and Structures 16, pp.155-177, 1983
- 4.19) 蔵重勲, 魚本健人: 硫酸の作用を受けるセメント硬化体の劣化予測手法に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.615-620, 2002
- 4.20) 坂本浩行: セメントモルタルの耐硫酸性に関する実験, 土木技術資料, pp.14-8, p.38, 1972

- 4.21) 下水管渠改築等の工法選定手引き（案）：（社）日本下水道協会，2002
- 4.22) 下水道管路施設維持管理計画策定の手引き：（社）日本下水道管路管理業協会，2001

第5章 ASRにより膨張劣化したコンクリートの損傷評価

5.1 はじめに

アルカリシリカ反応（ASR）は、コンクリートの劣化現象の一つである。1986年のASR抑制対策が実施されるようになり、ASR劣化現象はほとんどが制御されたが、ASRの抑制対策が実施される以前に建設されたコンクリート構造物の場合には劣化現象が見られる。よって、現在においてもASR劣化の補修・補強対策が実施される事例もある^{5.1,5.2}。

近年、JCIの研究委員会により、ASR劣化構造物を適切に維持管理していくためには、ASRによる劣化状態を把握し、膨張予測を行い数値計算を用いて部材としての性能低下の予測を可能とする技術の開発が重要であると提言された^{5.3}。しかし、部材の性能低下を数値シミュレーションするに当たっては、未だ材料の劣化予測や、その材料劣化が引き起こす構造的な性能への影響が不明確な状態であり、この目標に向けて解決すべき項目が多く残されている。ここでは、その解決すべき項目の一部に着目し、実験的に明らかにすることを試みた。

その一つとして、ASRによる膨張劣化が引き起こす、材料的な観点からの力学的損傷への影響である。一般的には、ASRによる膨張劣化が起こると、まず静弾性係数が低下し次に圧縮強度の低下が起こるとされる^{5.4}が、そのメカニズムについては未だ不明な点が多い。

もう一つは、鋼材などによりコンクリート内部に拘束力が働く場合、ASRの膨張による内部ひび割れおよび表面ひび割れは異方性を持つとされている^{5.5}。このように拘束力によりASRによるひび割れが一様でない場合の、ひび割れパターンや力学的損傷の異方性について、明確にされる必要がある。

最後に、室内試験での促進養生でASRによる膨張が促進された場合と、実環境下で長期間かけて膨張が進行した場合とで、上記2項目に着目した劣化挙動やひび割れ発生挙動、および力学的特性について比較を行い、室内試験による促進養生された試験体によるデータの整合性を確認する必要がある。

本章では、以上の3項目について、実験的な検討を行った。また、実環境下でASRにより膨張したコンクリートについては、通常は初期基長を測定することはない為、膨張量を推定することは困難である。本章では、室内試験でASR劣化させ膨張量が既知であるコンクリートの内部ひび割れ状況と、実構造物から採取したコアの内部ひび割れ状況とを比較し、微破壊試験を用いてASRにより膨張劣化した実構造物コンクリートの膨張量を推定することを試みた。

5.2 無拘束条件下での ASR による膨張に伴うひび割れが力学的特性に与える影響

一般的にコンクリートのひずみ計測は、ひずみゲージを使用して行われることが多いが、ゲージ貼り付け部の局所的な測定となり、広範囲の表面変形を計測することは難しい。また近年、構造物の複雑化や維持管理意識の高まりなどにより、コンクリート構造物の変形を全視野的に計測できる方法の確立が求められている^{5,6)}。このような背景から、コンクリート構造物の変形を全視野的に計測することができるデジタル画像関連法が注目されつつある。

既往の研究においては ASR 膨張によってコンクリートの力学的性質が低下することが報告されている。例えば、東原ら^{5,7)}は膨張量 3000 μ 程度までは圧縮強度の低下は顕著でないが、膨張が進展した 5000 μ 程度では 30%の圧縮強度の低下が認められたと報告している。また、久保ら^{5,8)}は静弾性係数については膨張初期における低下が大きく、膨張量 1000 μ 以降は緩やかに低下し、水セメント比が異なる場合でも、同程度の膨張量では低下の程度に顕著な違いは認められないと報告している。このように多くの ASR と力学的性質の関係性についての研究は行われてきた^{5,9)}が、ASR により生じたコンクリートの内部ひび割れが膨張量ごとにどのように進展し、その内部ひび割れが圧縮強度および静弾性係数に与える影響についての検討は、ほとんどないのが現状である。

本研究では、ASR により生じたひび割れがコンクリートの力学的性質に及ぼす影響を明らかにすることを目的とし、圧縮強度、静弾性係数等の各力学的性質と内部ひび割れとの関係性を実験的に考察した。また、デジタル画像関連法を用いて、一軸圧縮応力下におけるひずみ分布の特徴について考察を行った。

5.2.1 コンクリートの膨張特性

(1) 材料および配合

セメントは普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm³，アルカリ量 0.51%）を、細骨材は海砂（表乾密度 2.58g/cm³，吸水率 1.72%）を使用した。粗骨材は ASR 反応性を有する安山岩砕石（表乾密度 2.67 g/cm³，吸水率 1.47%）を使用した。なお、この粗骨材は JIS A 1145「骨材のアルカリシリカ反応性試験（化学法）」の結果、アルカリ濃度減少量 Rc は 215mmol/l，溶解シリカ量 Sc は 526mmol/l であり、「無害でない」と判定されたものである。

コンクリートの配合を表-5.1 に示す。水セメント比（W/C）は 40%，50%とした。コンクリート中のアルカリ総量を高めるため練混ぜ水に NaCl 試薬を添加し、Na₂O_{eq} を 8kg/m³ とした。

(2) 供試体概要

本研究では、W/C=40%，W/C=55%については円柱供試体（ ϕ 100×200mm）を、W/C=40%

表-4.1 コンクリートの配合

W/C (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤		NaCl (kg/m ³)
	水	セメント	細骨材	粗骨材	AE減水剤(g/m ³)	AE剤(ml/m ³)	
40	165	413	759	975	1547	15	11.1
55	165	300	851	1094	938	12	12.7

角については柱供試体（100×200×200mm）も作製した。打設後 24 時間で脱型し、供試体を湿布で覆い、20℃、100%R.H.の環境で材齢 28 日まで養生した。その後、40℃、100%R.H.の環境で促進養生を実施した。材齢 28 日を膨張量の初期値（0 μ ）とし、供試体側面に測定用チップを貼り付け、コンタクトゲージ法により膨張量を測定した。設定した膨張量（100 μ 、500 μ 、1000 μ 、1500 μ 、2000 μ 、3000 μ 、4000 μ ）に達した時点で円柱供試体は圧縮強度、超音波伝播速度、動弾性係数の測定を行った。なお、 μ は「 $\times 10^{-6}$ 」を表す。角柱供試体は 100×100×200mm となるようにコンクリートカッターで切断して二分割し、一方は切断面に蛍光樹脂を含浸させた後、内部ひび割れの観察を行った。もう一方は圧縮載荷試験を行うと同時に、切断面に対しデジタル画像相関法を適用した。また、供試体の側面には載荷軸方向および載荷軸直角方向にひずみゲージ（検長 60mm）を 2 箇所貼付してひずみの計測を行った。

5.2.2 促進膨張試験結果

図-5.1 に円柱供試体および角柱供試体の促進膨張試験の測定結果を示す。促進膨張試験の結果、円柱供試体は約 20 日、角柱供試体は約 40 日で膨張を開始した。その後は両者とも約 200 日で膨張量 4000 μ に達した。円柱供試体および角柱供試体で、膨張開始時は異なったが、その後の膨張挙動は同様な傾向を示した。

5.2.3 力学的性質について

本実験では、各段階の膨張量（0 μ 、100 μ 、500 μ 、1000 μ 、1500 μ 、2000 μ 、3000 μ 、4000 μ ）に達した時点で、円柱供試体では強度試験と非破壊試験を、角柱供試体では内部観察を行い、内部ひび割れと力学的性質との関係性について検討した。また、W/C=40%と W/C=55%で膨張量に伴う力学的性質の比較を行った。

（1）実験方法

（a）圧縮強度試験

圧縮強度試験は JIS A 1108 に従い行った。供試体の側面に検長 60mm のひずみゲージを貼付

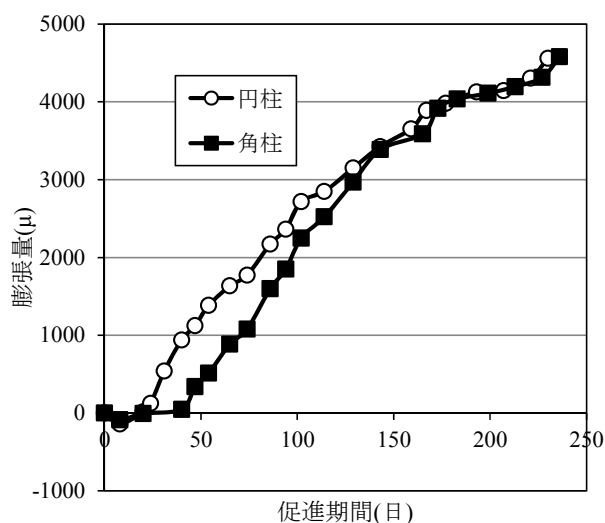


図-5.1 促進膨張試験の測定結果 (W/C=40%)

し、ひずみ（载荷軸方向および载荷軸直角方向）を測定した。計測値から圧縮強度、静弾性係数およびポアソン比を求めた。

(b) 動弾性係数および超音波伝播速度

動弾性係数は JIS A 1127 に準じて縦振動の一次共鳴振動数から求めた。計測の際は供試体を測定台の上に設置し、発振器により振動を加えた。振動数を変え、これに応じて供試体が振動するように駆動力を加えながら、増幅された出力電圧を観測し、指示器に明確な最大の振れを生じた振動数を一次共鳴振動数とした。超音波伝播速度は高さ方向の計測を行い、高さ方向の距離を伝播速度で除して、超音波伝播速度を算出した。

(c) 蛍光樹脂含浸による内部ひび割れの観察

ASR を生じたコンクリートの膨張による内部ひび割れの変化を観察するため、作製した角柱供試体（100×200×200mm）を使用した。角柱供試体を 100×100×200mm に切断し、蛍光樹脂の含浸を行った。ブラックライトを照射した際に目視できる、ひび割れ総延長をコンクリート断面積で除し、内部ひび割れ密度を算出した。W/C=40%の方は内部のひび割れ幅も算出した。

(2) 実験結果および考察

(a) 内部ひび割れ観察結果

写真-5.1 に内部断面のブラックライト照射像を、図-5.2 に膨張量と内部ひび割れ密度および幅の関係を示す。なお、内部ひび割れ密度において、W/C=40%は点線、W/C=55%は実線で示す。W/C=40%の内部ひび割れ密度は 100 μ において 20m/m² 程度確認できた。また、1000 μ に達するまでのひび割れの進展が著しく、2000 μ 以上では収束した。4000 μ においてはひび割れ幅 0.3mm のひび割れが確認でき、網目状のひび割れパターンを形成していた。また 2000 μ から 4000 μ の間ではひび割れ密度に大きな変化はなかった。本実験では、膨張量 2000 μ までは主に内部のひび割れ密度の増加が、膨張量 2000 μ から 4000 μ までは主に内部のひび割れ幅の増加が

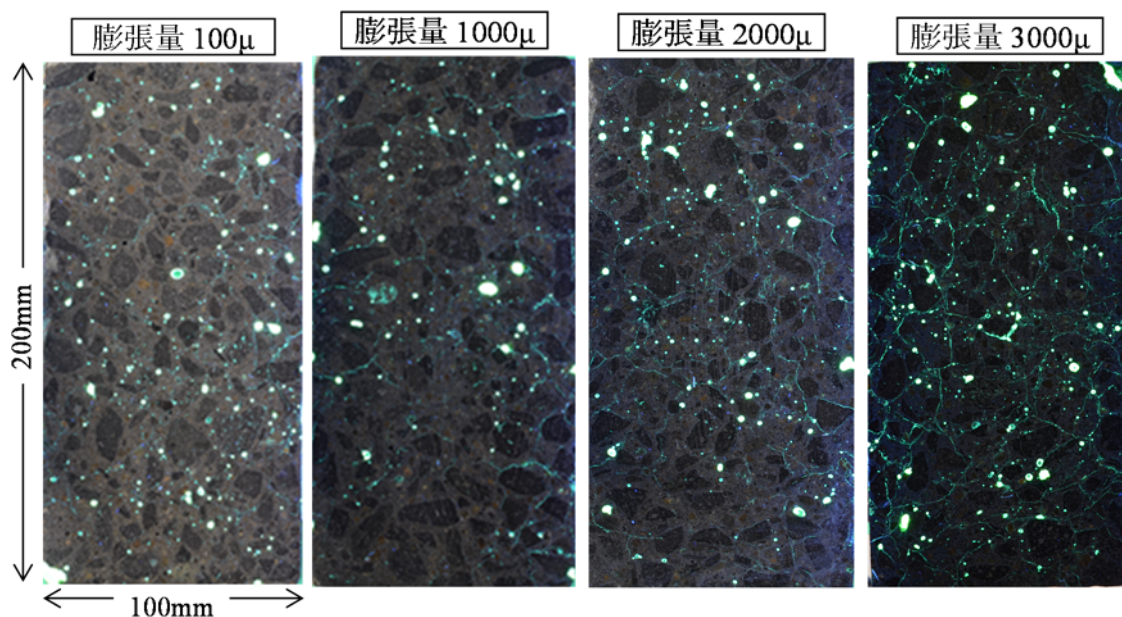


写真-5.1 コンクリート断面のブラックライト照射像

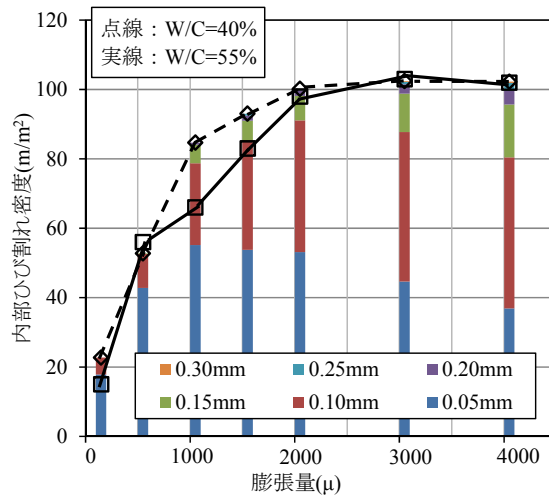


図-5.2 膨張量と内部ひび割れ密度および幅の関係

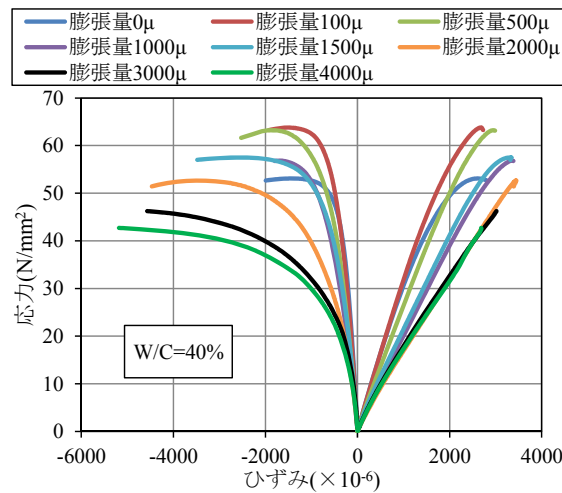


図-5.3 応力-ひずみ曲線(正：圧縮，負：引張)

進展したと考えられる。また W/C=55%の場合でも 100 μ において内部ひび割れが発生し、2000 μ 以上では収束する傾向を示した。W/C=40%および W/C=55%の双方で、膨張に伴う内部のひび割れの進展はほぼ同様の傾向が確認された。

(b) W/C=40%と W/C=55%との膨張量に伴う力学的性質の比較

図-5.3に W/C=40%の各膨張量における応力-ひずみ曲線を示す。なお、荷重軸方向のひずみを縦ひずみ、荷重軸直角方向のひずみを横ひずみと定義した。また、プラス側を圧縮、マイナス側を引張とした。膨張量が大きくなるほど最大応力時のひずみは大きくなる傾向であった。これは、ASRによりコンクリートにひび割れが生じたことで変形が生じやすくなったことによるものと考えられる。また、応力レベルが高い場合では、膨張量が大きくなるほど、ひずみの増加量は縦ひずみより横ひずみの方が大きくなる傾向を示した。図-5.4に膨張量と圧縮強度の関係を示す。W/C=40%の圧縮強度は膨張量が 100 μ において最大を示し、100 μ 以降は圧縮強度が徐々に低下する結果となった。W/C=55%の圧縮強度は膨張量が 500 μ において最大を示し、その後の膨張の進展とともに圧縮強度が徐々に低下する傾向を示した。膨張初期に最大を示したのは、材齢 28 日から試験を開始したため、促進養生により水和反応が促進され強度が増進し

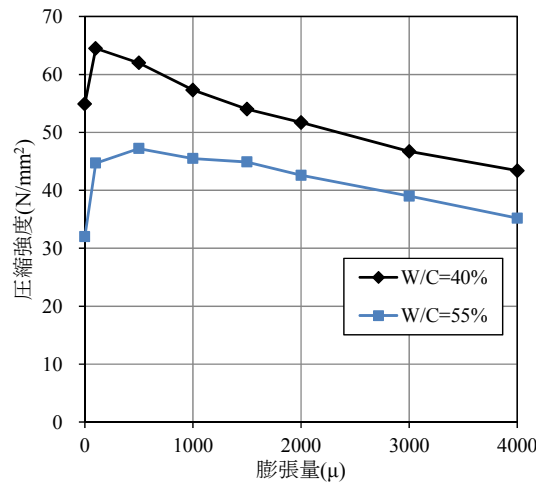


図-5.4 膨張量と圧縮強度の関係

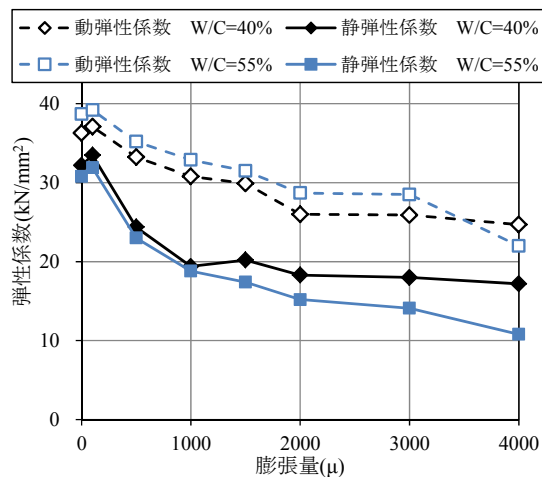


図-5.5 膨張量と弾性係数の関係

たからだと考えられる。また、W/C=40%の方がW/C=55%よりも密実な組織のため圧縮強度は大きな値を示した。W/C=40%の方がW/C=55%よりも圧縮強度の低下量は大きい結果となった。

図-5.5 に膨張量と静弾性係数および動弾性係数の関係を示す。静弾性係数はW/C=40%とW/C=55%の両者とも1000μまでに大きく低下していた。これは1000μまでの間に内部のひび割れ密度が大きく増加したことが影響したと考えられる。また、既往の研究においても膨張初期に静弾性係数が顕著に低下し、それ以降は緩やかに低下する傾向が報告されており^{5,8)}、本研究との結果は既往の研究との整合性が認められる。動弾性係数は膨張量4000μでは少し異なったが、W/C=40%およびW/C=55%の場合でも、膨張量の増加に伴う動弾性係数の低下量がほぼ等しい結果となった。本実験では、膨張量4000μを除くすべての膨張量でW/C=55%の方がW/C=40%よりも大きい値を示した。なお、既往の研究では、骨材体積比が大きいほど弾性係数は大きくなる傾向があると報告^{5,10)}されている。本実験でも骨材体積比はW/C=55%の方がW/C=40%よりも8%大きいことなどが影響し、動弾性係数はW/C=55%の方が大きい値を示したと考えられる。

図-5.6 に膨張量と超音波伝播速度の関係を示す。超音波伝播速度はW/C=40%、W/C=55%と

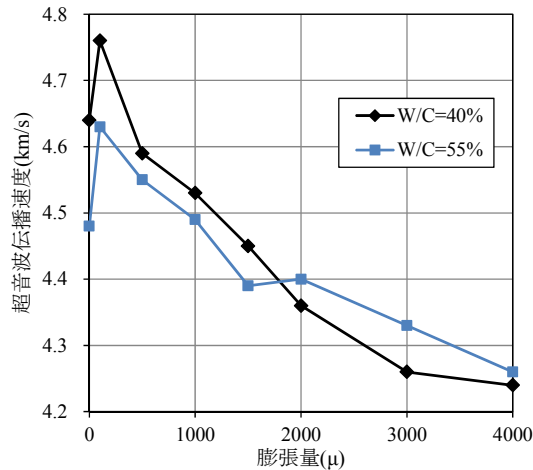


図-5.6 膨張量と超音波伝播速度の関係

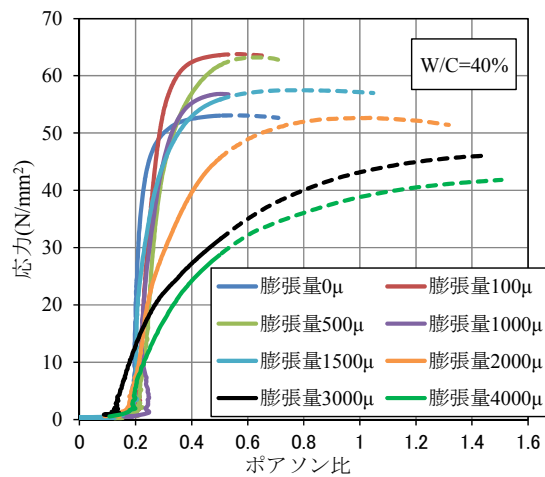


図-5.7 応力-ポアソン比曲線

もに 100 μ 時に最も大きな値を示した。その後は膨張とともに超音波伝播速度が小さくなることが分かる。W/C=55%の方は 2000 μ において低下が一旦収束した。これはひび割れにゲルや水分が充填されたことが影響したことによるものと考えられる。

図-5.7 に W/C=40%の各膨張量における圧縮载荷時の応力-ポアソン比曲線を示す。ここで、膨張量 2000 μ に着目すると、最大応力時の 60%程度よりポアソン比が大きく進展することが分かる。3000 μ に着目すると、最大応力時の 50%程度よりポアソン比が大きく進展し、4000 μ に着目すると、最大応力時の 40%程度よりポアソン比が大きく進展することが分かる。図-5.3 より 2000 μ 以降の最大応力時における横ひずみの値が大きくなる傾向も確認でき、本実験では膨張量 2000 μ を境に圧縮破壊性状が大きく変化する結果となった。

内部のひび割れ密度および幅と力学的性質の実験結果を比較すると、W/C=55%の圧縮強度を除く力学的性質は膨張量 100 μ において最大となり、500 μ において低下する結果となった。これは 500 μ に達するまでに内部のひび割れ密度が増加したことが影響したと考えられる。本実験では静弾性係数は 1000 μ までに大きく低下し、1000 μ 以降は大きな低下は見られなかった。圧縮強度は膨張初期に最大を示し、その後は膨張量の増加に伴い低下する結果となった。この

ことから、静弾性係数は内部のひび割れ密度の影響を大きく受け、圧縮強度は内部のひび割れ密度と内部のひび割れ幅の両者の影響を大きく受ける傾向があると考えられる。

5.2.4 デジタル画像相関法によるひずみ分布の観察

ここでは、非接触的な方法でコンクリート構造物の変形を全視野的に計測ができるデジタル画像相関法を用い、ASR 膨張を生じたコンクリートの圧縮破壊挙動について考察を行った。

(1) 実験方法

切断した角柱供試体 (100×100×200mm) を用い、ASR によるひび割れと圧縮応力下のひずみ分布の関係性を考察した。解析範囲は切断面 (200×100mm) とし、デジタル画像相関法におけるパターン認識を容易にするため、切断面に黒色塗料を吹き付け、ランダム模様とした。デジタルカメラ (2048 画素×2048 画素) および供試体表面を観察しやすくするために LED のスタンドライトを設置した。そして、載荷板と供試体が触れた直後を 0kN と見なし、50kN 増加させるごとに、コンクリート表面の画像をデジタルカメラで撮影した。撮影した画像はパソコンに保存し、実験終了後に 50kN ごとの画像を 0kN の画像と比較し、画像を解析することでひずみ分布を求めた。実験の状況を写真-5.2 に示す。

(2) 実験結果

図-5.8 に膨張量 0 μ および促進養生で膨張量 3000 μ を生じさせた角柱供試体の載荷試験を行



写真-5.2 圧縮載荷試験の状況

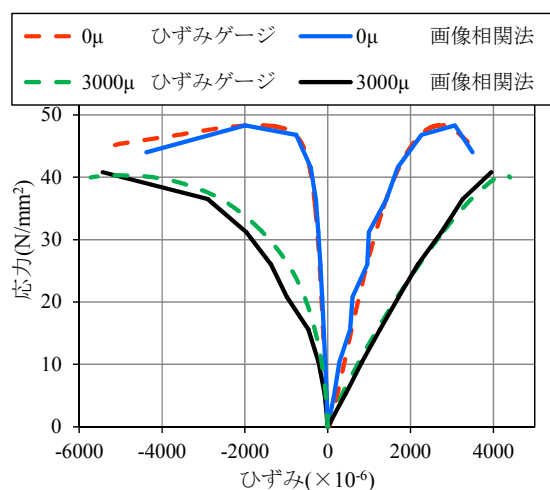


図-5.8 応力-ひずみ関係(正：圧縮, 負：引張)

った際の応力とひずみの関係を示す。デジタル画像相関法により求めた供試体表面の平均ひずみと、ひずみゲージにより測定した供試体側面中央部の平均ひずみとの比較をすると、両者はほとんど一致していることが確認できた。次に、最も圧縮強度の大きい100 μ 時のものと、ASRによる膨張で圧縮強度の低下が進んでいる1500 μ 時の画像相関法によって得られたひずみ分布を図-5.9～図-5.12に示す。

図-5.9～図-5.12中の、例えば10N/mm²応力付近に注目すると、100 μ 膨張供試体に比べ1500 μ 膨張供試体の方の縦ひずみの変化が大きい。一方、同じ圧縮応力時の横ひずみに注目すると100 μ 膨張供試体と1500 μ 膨張供試体にほとんど違いがない。これは、1500 μ 程度の損傷では、ASRによる膨張で損傷を受けた供試体では、一軸圧縮応力が働いた際には、その損傷に対し縦ひずみの方が敏感に影響を受けることを意味する。これは、図-5.3で示す応力-ひずみ曲線で、1500 μ までの供試体では、ASRの損傷を受けた供試体は、载荷初期から横ひずみに比べ縦ひずみの変形程度が大きくなっていることからわかる。このような影響を受け、図-5.5の膨張量と弾性係数の関係にあるように膨張初期から静弾性係数が低下すると考えられる。また、圧縮方向すなわち縦ひずみ方向の変形がある程度進んだのち、圧縮方向と垂直な方向、すなわち横ひずみが増大を始めると考えることができる。また、ASRの損傷が進むにつれ内部ひび割れが

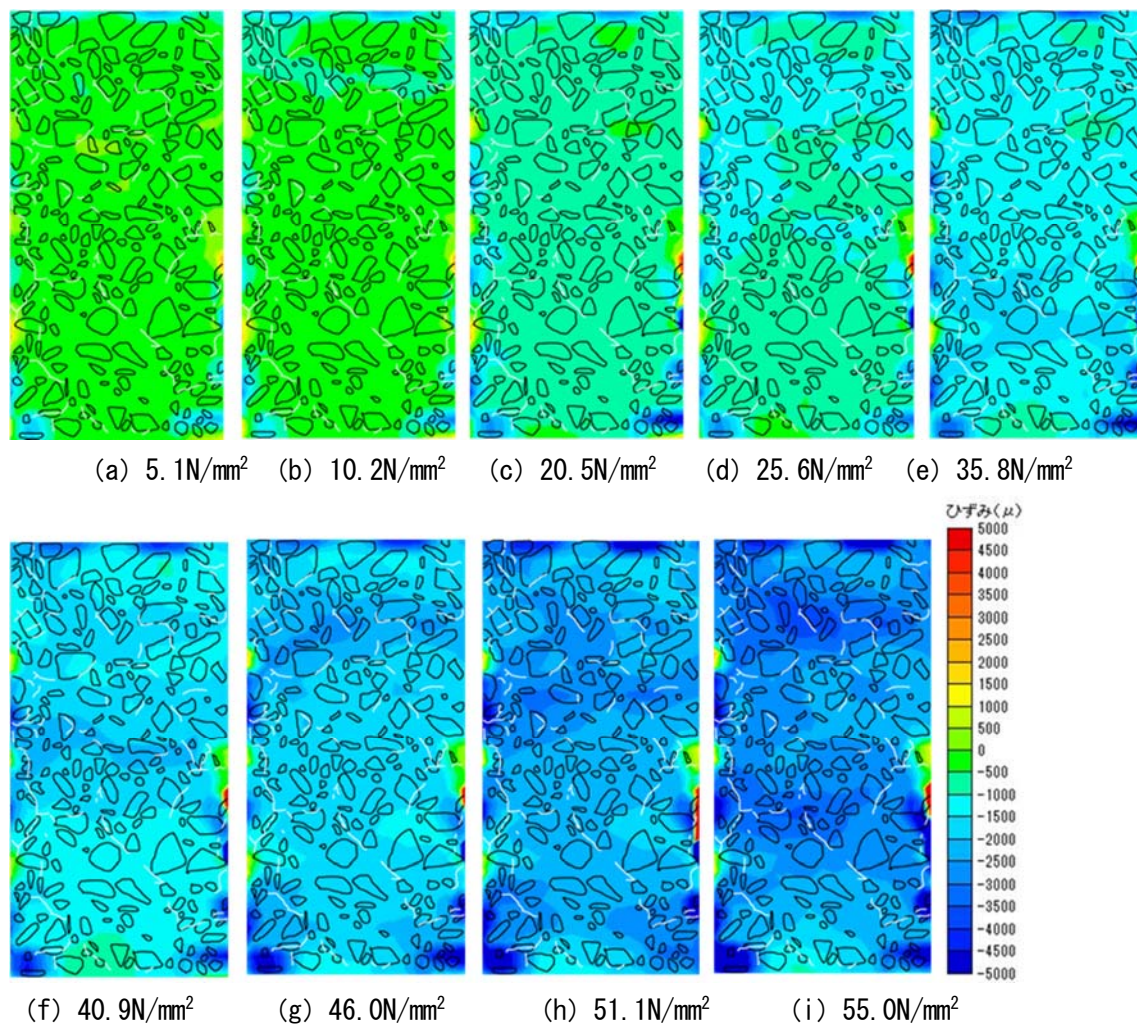


図-5.9 膨張量100 μ 供試体 圧縮強度試験時における縦ひずみ分布

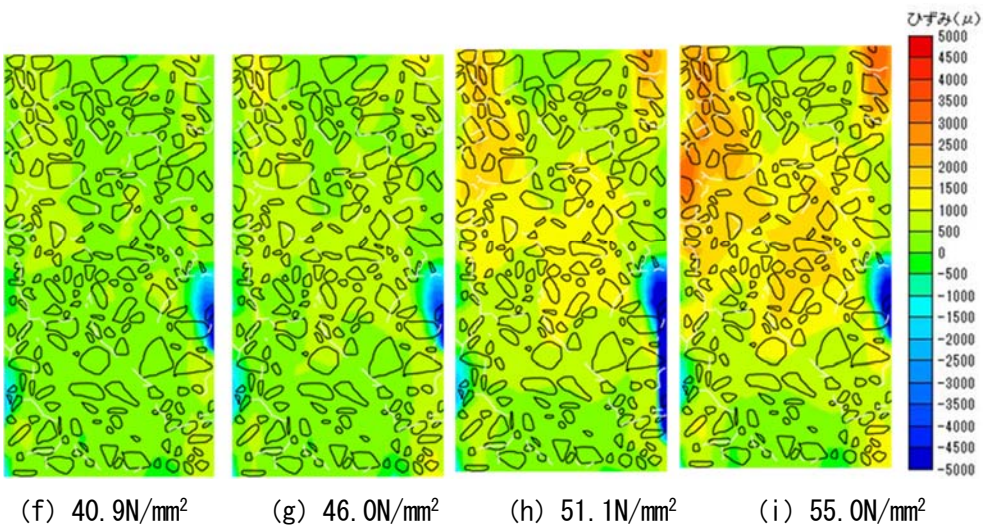
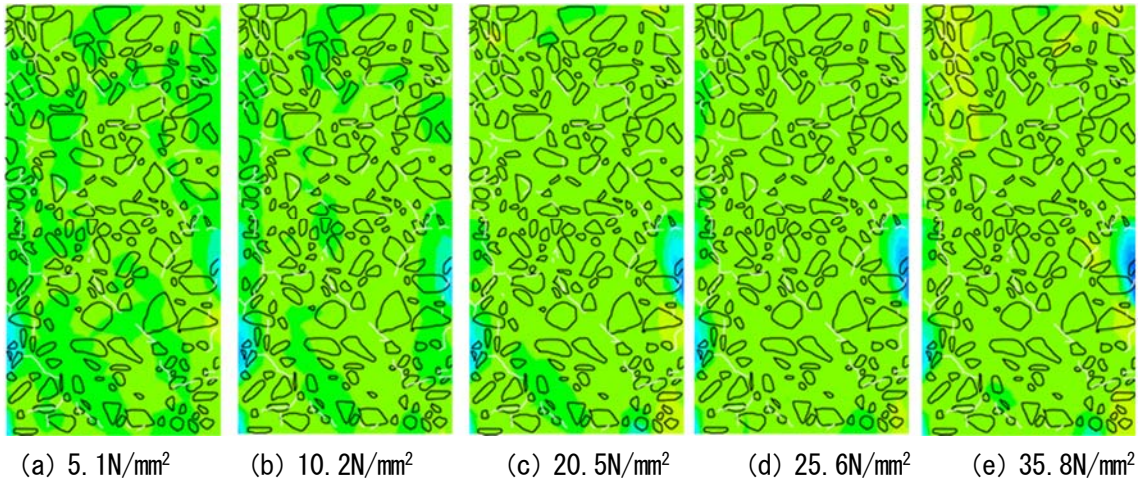
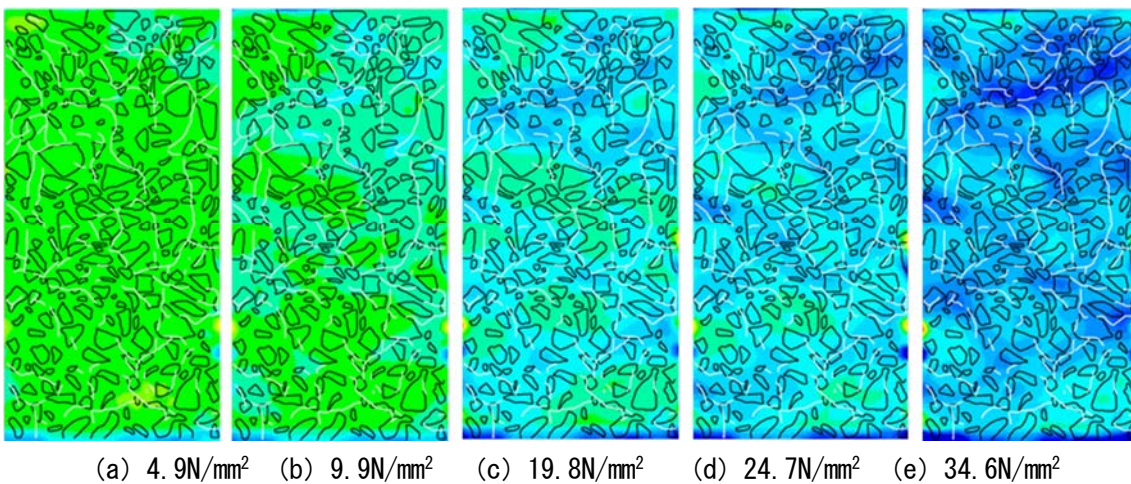
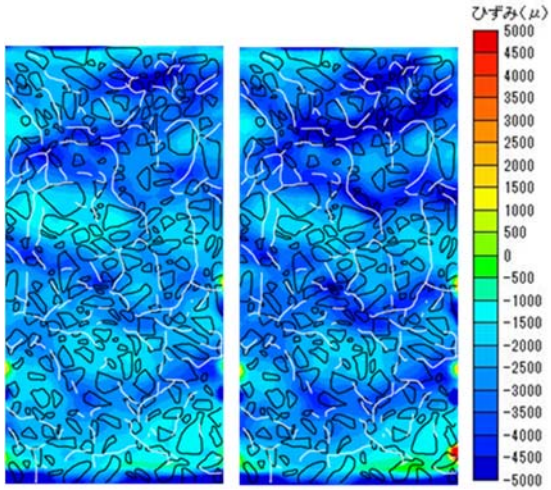


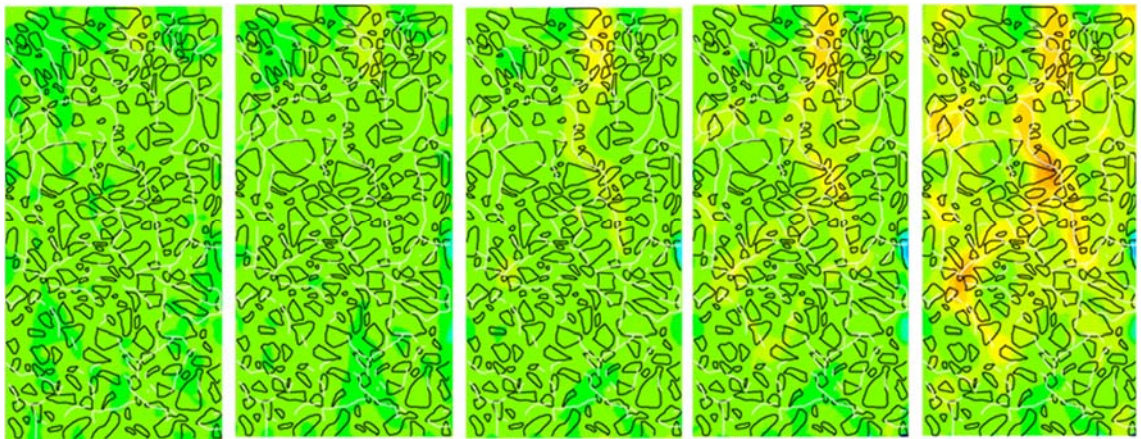
図-5.10 膨張量 100 μ 供試体 圧縮強度試験時における横ひずみ分布



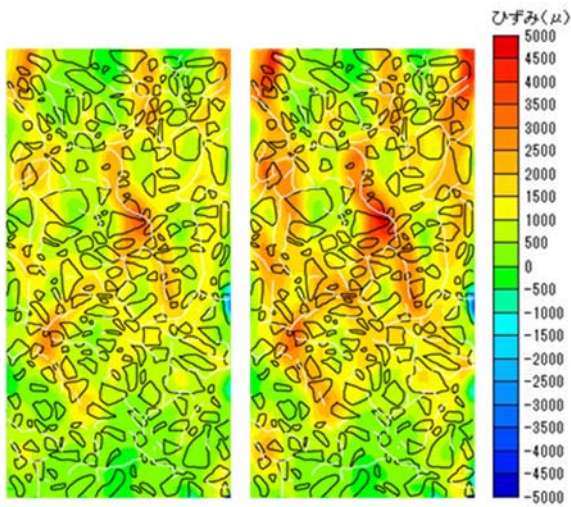


(f) 39.6N/mm² (g) 44.5N/mm²

図-5.11 膨張量 1500 μ 供試体 圧縮強度試験時における縦ひずみ分布



(a) 4.9N/mm² (b) 9.9N/mm² (c) 19.8N/mm² (d) 24.7N/mm² (e) 34.6N/mm²



(f) 39.6N/mm² (g) 44.5N/mm²

図-5.12 膨張量 1500 μ 供試体 圧縮強度試験時における横ひずみ分布

生じるため、縦方向の変形が起りやすくなり、そのため横方向の変形が開始する載荷荷重も小さくなる。また、最終的に圧縮破壊するのは、コンクリート内部に働く引張応力に耐えられなくなる時点である。このような理由から、ASRによる損傷が生じたコンクリートは、その膨張量が大きくなるにつれ、圧縮強度が小さくなると考えることができる。

なお、膨張量が 1500μ を超えると、図-5.2 に示すようにひび割れ密度の増大は少なくなる一方、ひび割れ幅の増大が進む。このような膨張量に達すると、圧縮載荷時の縦ひずみの変形がより低載荷な状態から大きくなるので、横ひずみも低載荷時から変形が大きくなる。このような理由により、図-5.7 に示す応力-ポアソン比曲線の傾きが、とくに膨張量 2000μ 時から小さくなる、という結果になったと推察される。

また、膨張量 1500μ 供試体が最大荷重に達した際のひずみ分布に注目すると、縦ひずみでは、あらかじめ縦方向に発生していたクラックに沿って縦ひずみが集中し、横ひずみでは、あらかじめ横方向に発生していたクラックに沿って横ひずみが集中している。このことについて、膨張を全くしていない 0μ 時供試体と、最大の膨張を示した膨張量 3000μ の供試体について注目し、以下に考察した。

図-5.9 に、角柱供試体（膨張量 0μ および 3000μ ）の載荷試験を行った際の最大応力時（膨張量 0μ は 48.3N/mm^2 、膨張量 3000μ は 40.3N/mm^2 ）における縦ひずみと横ひずみの分布を示す。また同図に粗骨材（黒色）と ASR による内部ひび割れ（白色）のスケッチを併記した。この図より、ASR ひび割れ部にひずみの集中が確認された。

図-5.13 のように縦ひずみが集中している A の部分と、横ひずみが集中している B の部分に着目し、ASR によるひび割れと、荷重増加に伴うひずみの変化について考察した。図-5.14 に着目した A、図-5.15 に着目した B の部分における 31.2N/mm^2 と最大応力時のひずみ分布の変

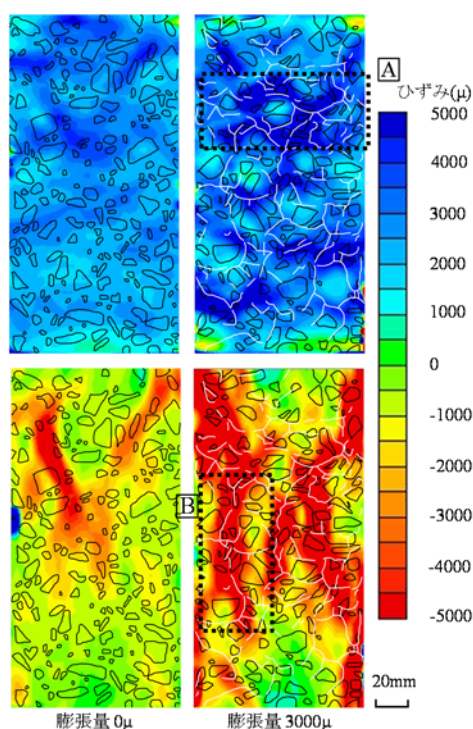


図-5.13 最大応力時の縦ひずみ(上段)と横ひずみ(下段)

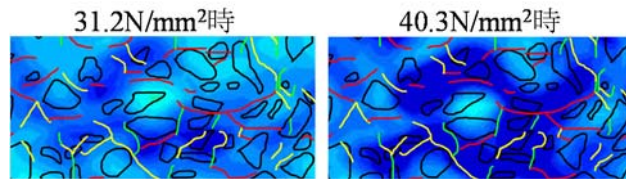


図-5.14 図-9 中の A の部分におけるひずみ分布の変化

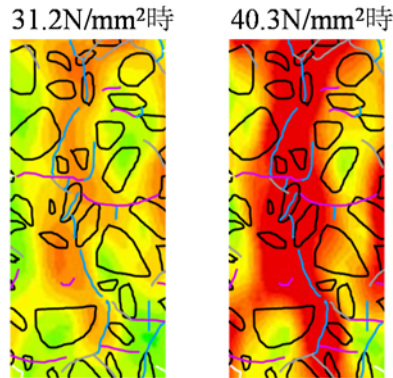


図-5.15 図-9 中の B の部分におけるひずみ分布の変化

化を示す。ここで、三木ら^{5.11)}の画像相関によるひび割れ評価方法を参考にし、ASRによるひび割れを方向別に区分した。内部ひび割れをスケッチした図に10mm間隔の格子を設け、格子を通過するひび割れの、载荷軸直角方向からの角度をひび割れ角度と定義した。その角度を载荷軸直角方向から30度ごとに分類し、水平方向、斜め方向、鉛直方向の3種に区分した。図-5.14に水平方向ひび割れ(赤色)、斜め方向ひび割れ(黄色)、鉛直方向ひび割れ(緑色)のスケッチを加えた。また、図-5.15に水平方向ひび割れ(紫色)、斜め方向ひび割れ(灰色)、鉛直方向ひび割れ(青色)のスケッチを示した。

図-5.14より、水平方向と斜め方向のひび割れ部にひずみが増大したことが分かる。これより载荷によって水平方向と斜め方向のひび割れが閉じ、それに伴い変形量が大きくなり、静弾性係数が低下したと考えられる。また、三木らの実験においても同様な傾向が報告されており、本実験結果は三木らの実験との整合性が認められる。図-5.15より、鉛直方向のひび割れ部にひずみが増大したことから、鉛直方向のひび割れが水平方向に広がったと考えられる。さらに、図-5.8では膨張量 0μ および 3000μ とで圧縮破壊挙動が違う結果になったこととしては、载荷によって水平方向と斜め方向のひび割れが閉じること、また鉛直方向のひび割れが広がることにより変形量が大きくなりひずみが増大したことが原因と考えられる。

以上の試験結果より、ASRの膨張によりコンクリートにひび割れが発生した場合、そのひび割れが影響しコンクリートの弾性係数が低下し強度も低下するが、内部ひび割れの観察やデジタル画像相関法による载荷中のひずみ分布を観察することで、そのメカニズムの一部を明らかにすることができた。

5.3 拘束がASRによる膨張に伴うひび割れ発生状況および力学的特性に与える影響

わが国で1986年に総プロ法が施行された以降も、それ以前に建造された構造物や、それ以降に建造された構造物で遅延膨張性骨材が使用されたものやペシマム現象を引き起こす骨材が混合使用された構造物などでは、未だにアルカリ骨材反応（以後、ASR）による劣化が散見されている。星野ら^{5.12)}はASR劣化したコンクリート供試体の圧縮破壊挙動について検討を行い、また、久保ら^{5.13)}は内部拘束を受けたコンクリートの強度特性を解明するなど、ASR損傷を受けたコンクリートの性状について知見が集積されつつある。また、ASRによる損傷は拘束条件の影響を受けることが知られており、既往の研究ではRC橋脚部やPC梁試験体において、拘束方向に平行に採取したコアと直角に採取したコアでは、後者の方が圧縮強度や静弾性係数などの力学的性質の低下が著しいことが報告されている^{5.14),5.15)}。それらの報告の中では、この原因として拘束方向はコンクリートの膨張量が小さくなり、ひび割れ量が抑制されることが挙げられるとしている。

以上を踏まえ、本節では拘束条件下でASR劣化したコンクリートに見られる膨張やひび割れ、および力学的性能低下の異方性について、その発生状況やメカニズムを検討することを目的とした。ここでは拘束条件の異なる数種類の供試体を作製し、ASR促進劣化させ、拘束条件がASR内部ひび割れや力学的性状変化などへ与える影響について、ひび割れ密度やひび割れ幅、および力学的性能低下の異方性に着目しつつ検討を行った。

5.3.1 供試体概要

本研究では、既往の研究^{5.16)}で作製され、促進膨張試験が行われた250×250×600mmの矩形コンクリート供試体を用い、詳細なひび割れ観察や力学的諸特性に着目し整理を行った。矩形供試体の使用材料として、セメントに普通ポルトランドセメントで密度3.16g/cm³、比表面積3190g/cm²のものが、細骨材はASR非膨張性骨材で表乾密度2.60g/cm³、吸水率2.32%のものが、粗骨材にはASR膨張性の砕石（チャート）で表乾密度2.63g/cm³、吸水率0.62%のものが使用されている。また等価Na₂O_{eq}=6kg/m³となるよう、NaOH試薬にてアルカリ量調整が行われた。なお、水セメント比は47%である。コンクリートの配合表を表-5.2に示す。また、同バッチコンクリートにてφ100×200mmの円柱供試体も作製され、促進膨張開始直前に超音波伝播速度試験、圧縮強度試験が行われており、超音波伝播速度は4.71km/s、圧縮強度は38.0N/mm²、静弾性係数は34.5kN/mm²であった。

図-5.16で示すように、矩形供試体は丸鋼、エンドプレート（50×50×6mm）およびスターラップにて、促進膨張に伴うコンクリート内部応力が異なるように設計されている。エンドプレ

表-5.2 コンクリートの配合

単体量(kg/m ³)				AE減水剤	AE剤	添加NaOH
W	C	S	G	(kg/m ³)	(g/m ³)	(kg/m ³)
170	362	720	1047	0.905	3.62	4.7

粗骨材最大寸法=20mm, W/C=47%, s/a=41.0%

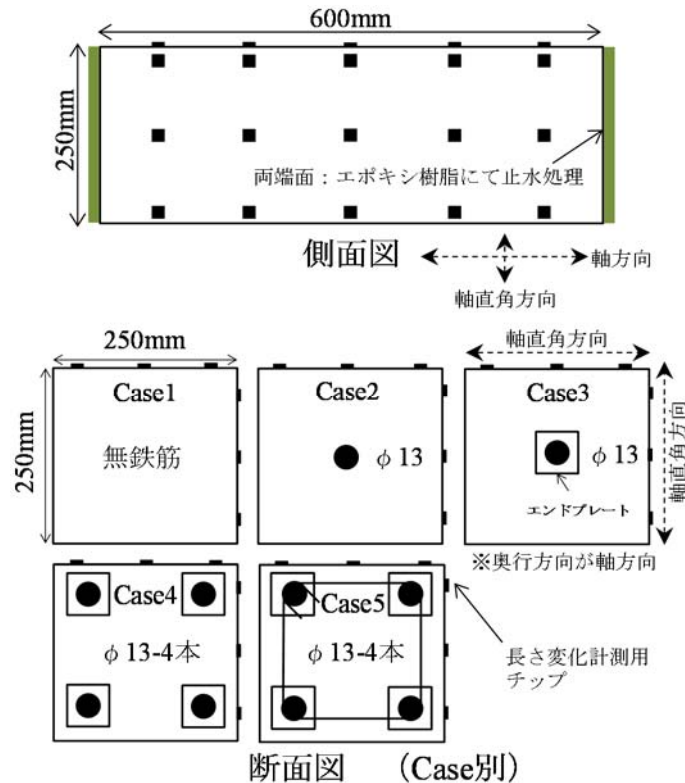


図-5.16 供試体寸法および長さ変化計測点

ートは丸鋼両端部に直接溶接されている。これによりコンクリートの膨張による丸鋼の引抜きを抑制し、エンドプレートなし (Case2) に比べ、より強い拘束力がコンクリートに与えられるようにされている。

供試体は、打設後、28日間湿潤養生され、その後40℃海水中に浸漬させASR膨張を促進させている。促進期間中も、コンクリートの表面膨張量を、コンタクトゲージを用いて(100mmを基長として設定)経時的に計測された。鉄筋ひずみ量は検長2mmのひずみゲージを長さ方向に均等に5枚貼付し、経時的に計測された。また、軸方向端面部のASR膨張を防ぐため、矩形供試体の両端面はエポキシ樹脂を用いて止水処理を行っている。なお、 $\phi 13\text{mm}$ の丸鋼(SR295)には、降伏点 373N/mm^2 、弾性係数 203kN/mm^2 、降伏ひずみ 1837μ ($\mu=1.0\times 10^{-6}$)、引張強度 547N/mm^2 、伸び23%のものが用いられ、またCase5のスターラップには、降伏点 299N/mm^2 、弾性係数 196kN/mm^2 、降伏ひずみ 1525μ 、引張強度 489N/mm^2 、伸び21%の $\phi 6\text{mm}$ 丸鋼が用いられた。なお、ASR促進膨張は383日まで行われた。その後供試体を切断し、軸方向と軸直角方向それぞれについて蛍光樹脂含浸を用いた内部ひび割れの観察を行い、その後、軸方向および軸直角方向から $\phi 50\text{mm}$ コア供試体を採取し、圧縮強度試験や超音波伝播速度測定を行った。

5.3.2 促進膨張中の矩形供試体の膨張挙動^{5.16)}

ここでは、既往の研究にて実施された矩形供試体の促進膨張中の膨張挙動について述べる。軸方向表面膨張量については、軸方向の長さ変化計測用チップ間の長さ変化を計測し、その平均値を軸方向の表面膨張量とした。軸直角方向の表面膨張量についても各チップ間の膨張量の平均値を軸直角方向の表面膨張量とした。また丸鋼のひずみ計測は、5カ所に貼付したひずみ

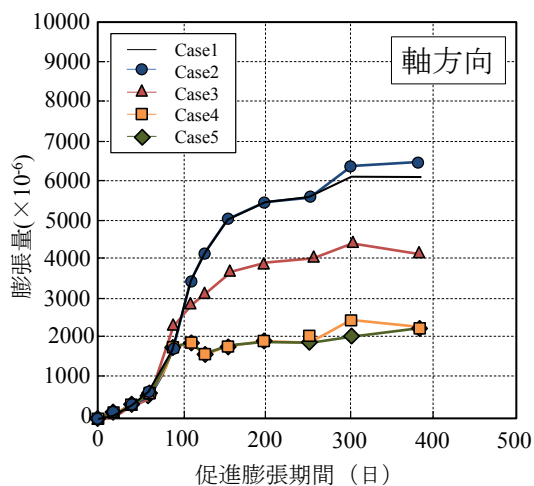


図-5.17 コンクリート表面膨張量（軸方向）^{5.16)}

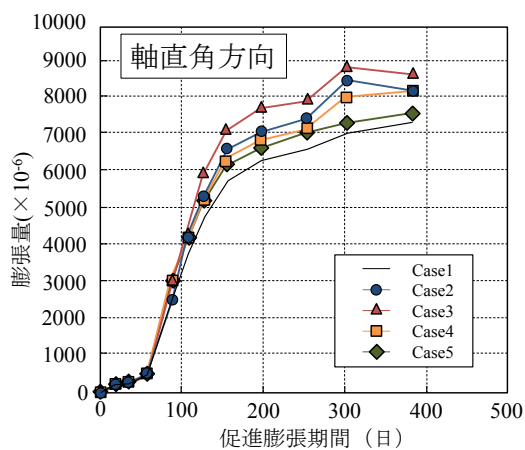


図-5.18 コンクリート表面膨張量（軸直角方向）^{5.16)}

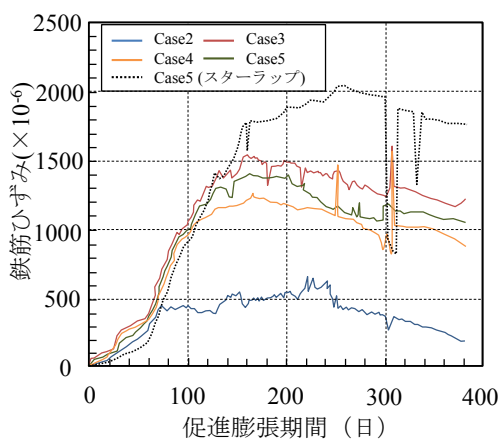


図-5.19 丸鋼のひずみ量変化^{5.16)}

ゲージで計測されたひずみの平均値を丸鋼ひずみとした。促進膨張期間 383 日までの軸方向の表面膨張量を図-5.17 に、軸直角方向の表面膨張量を図-5.18 に、また丸鋼のひずみ量変化を図-5.19 に示す。これらの図より以下のことが確認される。

Case1 について、促進膨張期間 383 日時のコンクリート表面膨張量は、軸方向は 6100 μ 、軸

直角方向は 7250 μ となり、双方向ともほぼ均等に膨張したと考えられる。

Case2 については、丸鋼のひずみ変化より、養生期間 80 日までは鉄筋界面との付着は良好であったが、それ以降すべりが生じ、鉄筋による拘束は他の供試体に比べ緩やかであったと思われる。軸方向のコンクリート表面膨張量は Case1 より若干大きい膨張量である 6500 μ まで達した。軸直角方向は Case1 より大きく、8200 μ に達しており、軸直角方向の膨張が卓越したことが分かる。

Case3 については、エンドプレートの効果により、Case2 に比べて鉄筋すべりが抑制されたため、軸方向に働く拘束力が大きかったことが丸鋼のひずみ変化より分かる。コンクリート表面膨張量については、軸方向は Case1, Case2 と比べ大きく低減し 4100 μ で留まり、軸直角方向については Case2 より大きく 8700 μ に達した。Case2 と Case3 を比較すると、軸方向に働く拘束力が大きい Case3 では、より軸直角方向への膨張の卓越が見られた。すなわち丸鋼による内部拘束力の大小が、ASR 膨張の異方性に関与したことが分かる。

Case4 については、エンドプレート付き丸鋼が 4 本埋設されているため、丸鋼 1 本当たりに働く引張力は Case3 に比べ小さい (図-5.19 参照) が、Case3 に比べ鉄筋量が 4 倍であるため、コンクリート中に働く内部拘束力は Case3 に比べて大きかったと思われる。軸方向のコンクリート表面膨張量は Case3 に比べ大きく低減し、2250 μ であった。軸直角方向については、丸鋼が Case3 よりも表面に近いところに配置されたことも影響したと思われるが、Case3 と比べ若干低減し 8200 μ であった。

Case5 については、軸方向のコンクリート表面膨張量は Case4 と同値である 2250 μ であり、しかも最終膨張量までの膨張挙動も似たものであった。しかし、Case5 に配置されたスターラップの働きにより、軸直角方向の膨張も拘束されていたため、軸直角方向のコンクリート表面膨張量は無筋である Case1 より少し大きい 7500 μ に留まった。丸鋼のひずみ変化に注目すると、軸直角方向にも膨張抑制力が働くため、Case4 に比べ若干大きな引張力が作用していた。またスターラップのひずみ変化については、鉄筋径が小さいこともあり 2000 μ に達し、降伏ひずみが 1525 μ であることを考慮すると、促進膨張 120 日以降で降伏したと考えられる。これより、Case5 では軸方向および軸直角方向の双方で丸鋼およびスターラップが ASR 膨張を拘束していたことが示唆される。

5.3.3 促進膨張後のひび割れ観察結果

矩形供試体の側面に確認された表面ひび割れのスケッチ図を図-5.20 に示す。これより、鋼材による拘束力が表面ひび割れの発生パターンに大きく寄与することが推測される。そこで、拘束条件別に矩形供試体に発生した表面ひび割れ、および内部ひび割れの詳細観察を行った。なお、促進膨張期間終了後、矩形供試体は 5 年間屋外に静置された後、以下の試験に供された。

矩形供試体を図-5.21 で示すように切断を行った後、表面ひび割れについては図-5.21 で示す P 面および Q 面 (250 \times 250mm)、内部ひび割れについては R 面 (100 \times 100mm) を対象とし、クラックスケールによるひび割れ幅の計測、OHP フィルムを用いたひび割れのトレースを行い、トレース図からひび割れ総延長や、ひび割れ密度を求めた。なお、内部ひび割れについては、微細なひび割れも観察するために、蛍光樹脂を含浸させブラックライトで照射し撮影した画像

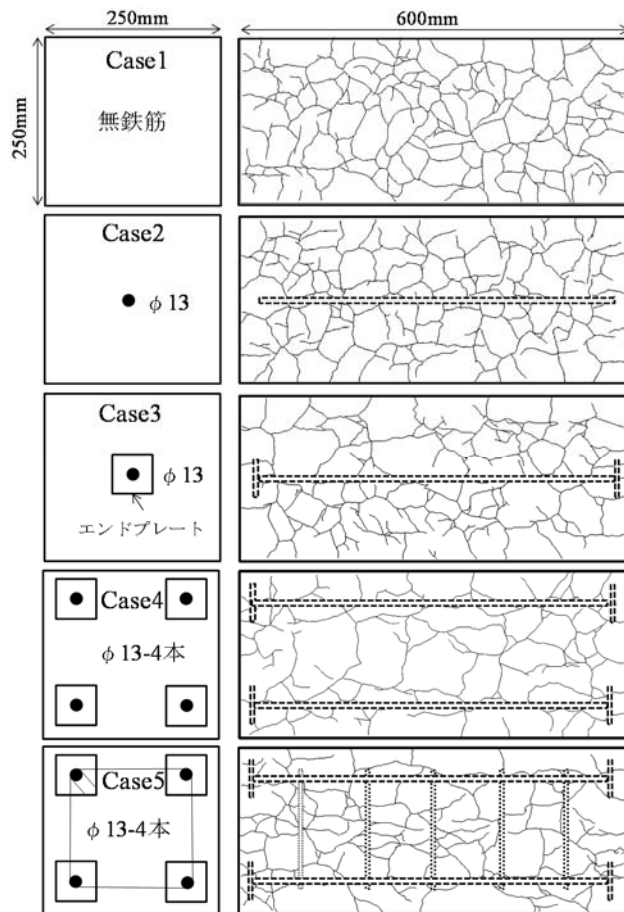


図-5.20 促進膨張終了後の矩形供試体表面ひび割れ図

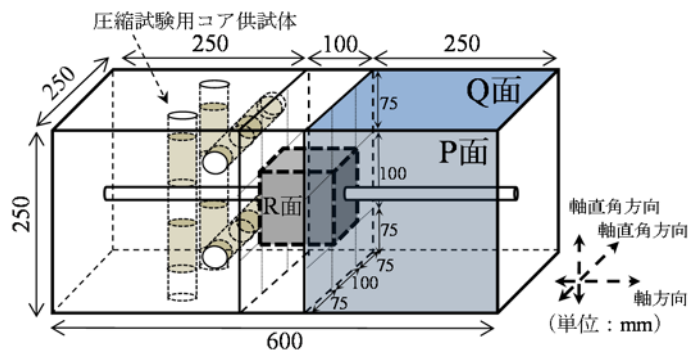


図-5.21 矩形供試体のひび割れ観察面

を基にトレースを行った。さらに、トレース図に格子を設け（表面ひび割れは 1.25mm ピッチ，内部ひび割れは 0.5mm ピッチ），格子内のひび割れの軸方向となす角を計測した。なお，格子内に複数のひび割れがある場合はその平均値とした。また，後述する力学的特性の試験に供するコア供試体も，同矩形供試体より図-5.21 に示すように採取した。

5.3.4 コンクリート表面ひび割れ観察結果

図-5.21 中の P 面，Q 面の表面ひび割れ延長およびひび割れ幅，軸方向に対するひび割れの角度を集計し，その平均値を求めた。表面ひび割れ総延長を図-5.22 に，表面ひび割れの軸方

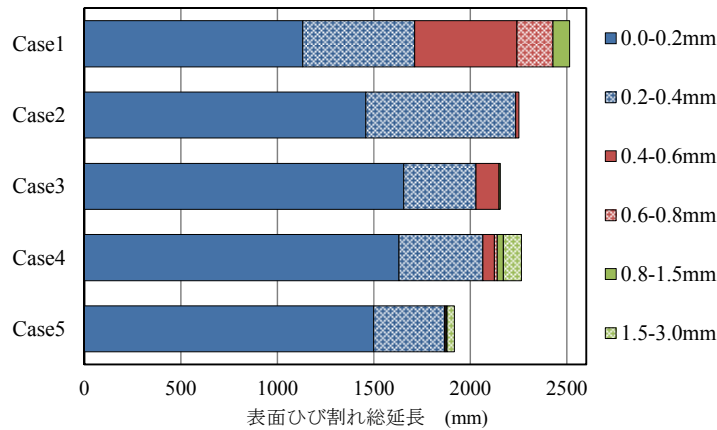


図-5.22 表面ひび割れ総延長（ひび割れ幅による分類）

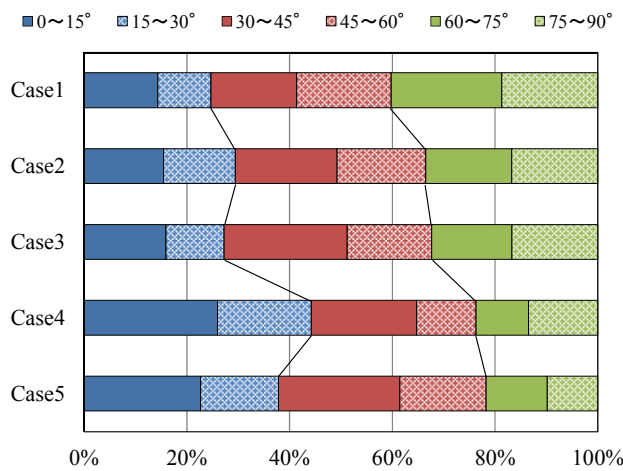


図-5.23 表面ひび割れの軸方向に対する角度の割合（%）

向に対する角度の割合を図-5.23 に示す。

図-5.22 より、Case1 の表面ひび割れ総延長が他の Case に比べ最も大きく、ひび割れ幅も最大である。また Case1、Case2、Case3 を比較すると、中心軸のみで拘束力が大きくなると、ひび割れ総延長が小さくなることが確認される。また、図-5.23 から Case1～Case3 の順に角度の小さなひび割れの割合が増大しており、軸方向拘束が大きくなるにつれ、膨張圧が軸直角方向に分散したと推測される。Case2 と Case3 を比べると、Case3 の方がひび割れ総延長は小さいが、比較的大きなひび割れ幅である 0.4-0.6mm の量が多いのは、このことが影響したと考えられる。

Case3 と Case4 を比べると、図-5.22 より Case4 の方がひび割れ幅の大きなものが見られ、図-5.23 では Case4 の方がより軸角方向のひび割れの割合が多いのは、Case2、Case3 で見られた現象と同様の理由により、膨張圧が軸直角方向に分散した結果だと考えられる。

また Case4 と Case5 を比べると Case5 では大きなひび割れは少なく、また軸直角方向のひび割れの割合も小さい。これはスターラップの働きにより軸直角方向の変形も抑制されたためと考えられ、すべての Case の中で最も短い総延長を示した。

以上のコンクリート表面ひび割れの状況は、促進膨張中のコンクリート表面膨張量計測結果および鉄筋ひずみ計測結果とよく整合するものであり、促進膨張期間中のコンクリート内部拘

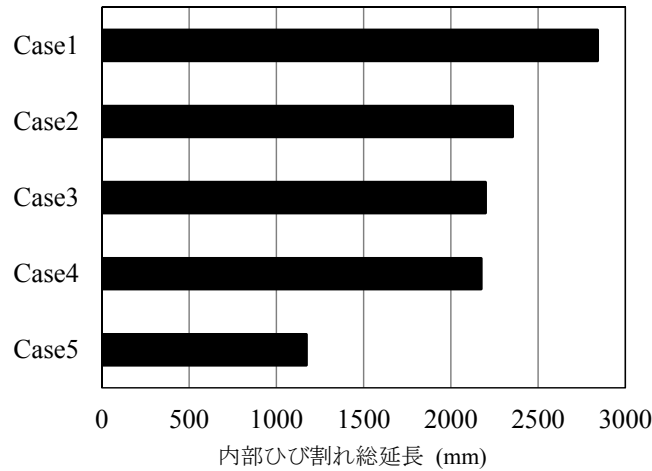


図-5.24 内部ひび割れ総延長

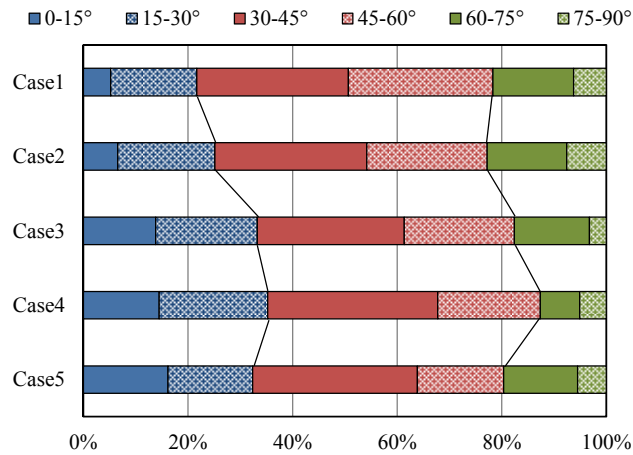


図-5.25 内部ひび割れの軸方向に対する角度の割合 (%)

束条件が、コンクリート表面ひび割れの発生に大きく関与していたことが分かる。

5.3.5 コンクリート内部ひび割れ観察結果

矩形供試体の内部中央に位置する、図-5.21 中の R 面の内部ひび割れ延長、軸方向に対するひび割れの角度を集計した。内部ひび割れ総延長の計測結果を図-5.24 に、内部ひび割れの軸方向に対するひび割れ角度の集計結果を図-5.25 に示す。なお、内部ひび割れに関しては、ほとんどのひび割れが微細な幅であったため、ひび割れ幅での分類は行わなかった。表面ひび割れと内部ひび割れの評価では、ひび割れ総延長を評価した面積やひび割れ総延長の絶対値は異なるが、概ね図-5.22、図-5.23 で示した表面ひび割れの総延長や軸方向に対するひび割れ角度の割合と同様の傾向を示している。しかし、以下に挙げるいくつかの点で、内部ひび割れの総延長や軸方向に対する角度の割合とは傾向が異なる。

1 つ目は、図-5.25 において内部ひび割れでは Case3、Case4、Case5 で軸方向へのひび割れの異方性が確認されるが、図-5.23 での表面ひび割れの軸方向への異方性は Case4、Case5 のみで見られる点である。これは、Case3 では内部での鉄筋による拘束は大きかったが、表面付近で

はその拘束が小さかったことを示すものと思われる^{5.17)}。上田ら^{5.18)}は Case3 のような ASR が発生した一軸拘束供試体に 3 次元有限要素解析を利用し、内部の応力分布を解析しているが、これによると供試体は中心部ほど応力が大きく、供試体表面に近づくにつれ応力は小さくなる結果を示しており、Case3 にひび割れの異方性があまり表れなかったことと一致している。

2 つ目は、図-5.22 と図-5.24 を比べ、Case5 の内部ひび割れ総延長が比較的小さいことである。内部ひび割れ総延長が小さい理由としては Case5 では軸方向および軸直角方向で拘束されており、この条件下での拘束により蓄積された応力が、コンクリート表面付近で解放されたことが影響したと推察する。

また、表面および内部ひび割れ総延長を基に、表面および内部ひび割れ密度を算出した結果を表-5.3 に示す。表より、すべての Case で表面ひび割れ密度に比べ、内部ひび割れ密度が大きいことが分かる。また Case1 の内部ひび割れ密度が表面ひび割れ密度の 7.1 倍となり、両者の差が最も大きかった。Case2, Case3, Case4 は何れも (内部) / (表面) の密度比が 6.0~6.5 程度となっており、拘束条件がそれぞれ異なるものの、これら 3 パターンの拘束条件では ASR が十分に進行すると、表面と内部のひび割れ密度の割合は同程度となる結果となった。Case5 は (内部) / (表面) の密度比は 3.8 倍となった。Case5 の表面ひび割れ密度はその他の Case と大差ないが、内部ひび割れ密度が他の Case と比較して 50%以上低下している。これはスターラップの拘束の影響のためであり、表面よりも内部ひび割れの抑制に大きく影響を及ぼしたことを示唆する。

以上のことから、ASR により発生する表面および内部ひび割れの量や異方性は、コンクリート中に働く応力と関わりが深いことが分かる。

5.3.6 促進膨張後の軸方向および軸直角方向の力学的特性

図-5.21 で示すように、矩形供試体の中央部付近より軸方向および軸直角方向から $\phi 50\text{mm}$ コア供試体をそれぞれ 3 体採取し、 $\phi 50 \times 100\text{mm}$ のコア供試体に成形した。なお、Case5 の軸直角方向はスターラップの配置のため、コア供試体は 1 本のみしか採取できなかった。各 Case での、軸方向および軸直角方向のコア供試体圧縮強度を図-5.26 に、コア供試体の静弾性係数を図-5.27 に、コア供試体の超音波伝播速度を図-5.28 に示す。また同図には、促進膨張前に $\phi 100 \times 200\text{mm}$ 円柱供試体にて計測された膨張前の圧縮強度、静弾性係数およびコア供試体両端面から計測した超音波伝播速度も併記した。

表-5.3 表面および内部ひび割れ密度

	表面ひび割れ 密度(m/m^2)	内部ひび割れ 密度(m/m^2)	ひび割れ密度比 (内部)/(表面)
Case1	40.2	284.0	7.1
Case2	36.0	235.2	6.5
Case3	34.5	219.8	6.4
Case4	36.2	217.2	6.0
Case5	30.7	117.1	3.8

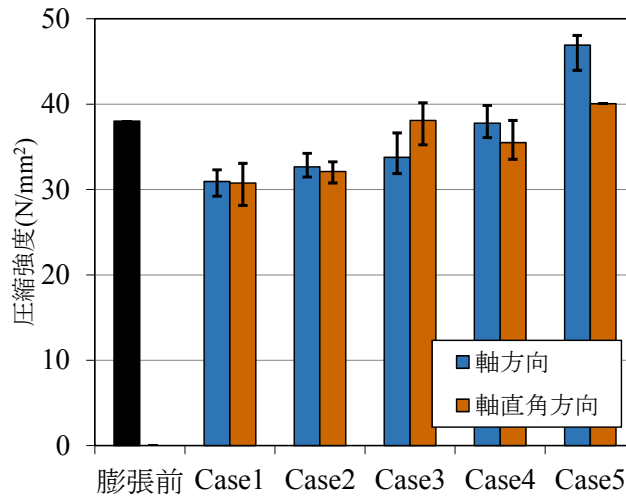


図-5.26 軸方向・軸直角方向コア供試体 圧縮強度

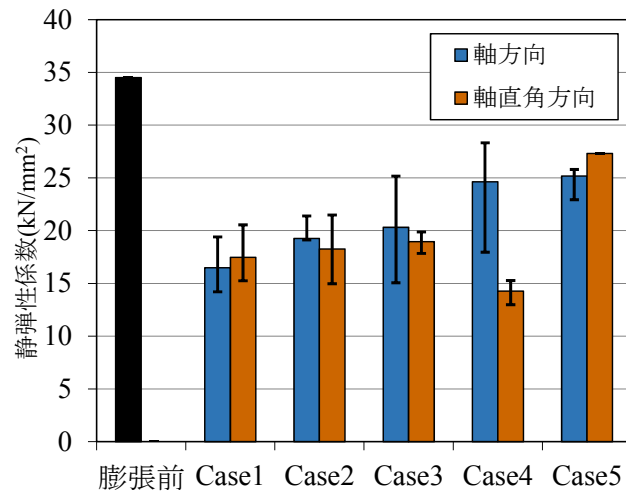


図-5.27 軸方向・軸直角方向コア供試体 静弾性係数

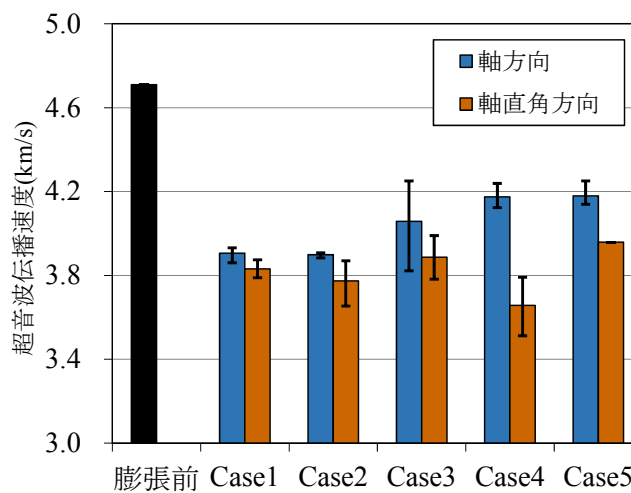


図-5.28 軸方向・軸直角方向コア供試体 超音波伝播速度

図-5.26, 図-5.27, 図-5.28 中の軸方向の圧縮強度, 静弾性係数および超音波伝播速度では, 鉄筋の拘束が大きいほど, いずれも大きい値を示した。また Case5 では膨張前の圧縮強度より

も大きな圧縮強度を示した。これは軸方向の拘束により、コンクリート内部にケミカルプレストレスが働いたことが一因と推察される。

図-5.26 中の軸直角方向の圧縮強度では、理由は明らかではないが、Case3 は軸方向よりも軸直角方向の方が大きな圧縮強度を示した。それ以外の Case では軸方向よりも軸直角方向の方が小さな値を示している。また、内部、表面ひび割れの観察で軸方向に沿うひび割れが多く見られた Case4, Case5 ではその傾向がより明確に見られる。

図-5.27 中の軸直角方向の静弾性係数については、理由は明らかではないが Case5 のみ軸方向よりも軸直角方向の静弾性係数が大きい。それ以外の Case では軸方向よりも軸直角方向の方が静弾性係数の低下が大きい。特に Case4 の軸直角方向の静弾性係数の低下が大きい。これは、Case5 よりも内部ひび割れ量が多く、また表面ひび割れの軸方向に対する角度の割合を示した図-5.23 や、内部ひび割れの軸方向に対する角度の割合を示した図-5.24 から分かるように、軸方向のひび割れの割合が多い。すなわち Case4 では、軸方向の表面および内部ひび割れが最も多い。このことが影響し、最も小さな静弾性係数を示したものと思われる。

また、ひび割れに異方性を持たない Case1, および軸方向よりも軸直角方向の方が大きな圧縮強度を示した Case3 を除くと、その他のひび割れに異方性を持つ供試体では圧縮強度および静弾性係数ともに、軸方向から採取した採取したコアの方が大きな圧縮強度、および静弾性係数を示した。このことについて、5.2.4 項で示した円柱供試体の画像相関法による試験結果を基に考察する。5.2.4 項では、円柱供試体に載荷前より存在する ASR によるひび割れについて、縦方向のひび割れに横ひずみが集中し、横方向のひび割れに縦ひずみが集中すると述べた。また、載荷初期より横方向のひび割れに縦ひずみが集中するため、静弾性係数が低下し、そのため載荷初期より縦方向の変形が大きくなり、その結果横ひずみが大きくなり始める荷重も小さくなり、その結果圧縮強度が小さくなると考察した。この現象を考えると、載荷前に存在する ASR によるひび割れのうち、横方向のひび割れの方が縦方向のひび割れに比べ、圧縮強度の低下に与える影響が大きいことが推察される。このような理由により、本実験で得られた結果のように、コア供試体内に存在する ASR によるひび割れの内、横方向のひび割れが多かった軸直角方向の供試体が、軸直角方向の供試体に比べ、圧縮強度および静弾性係数が小さい結果になったと推察される。

図-5.28 中の軸直角方向の超音波伝播速度については、すべての Case において軸直角方向の超音波伝播速度が軸方向の超音波伝播速度より小さい。軸直角方向のコア供試体には、高さ方向に対し直角な方向でひび割れが発生している。つまり、コア両端面から超音波伝播速度を計測した場合、超音波の進行方向に対し直角なひび割れが多く存在する。このようなひび割れが多いため、軸直角方向の超音波伝播速度が低下したと思われる。特に Case4 での軸直角方向の超音波伝播速度が小さく、これは超音波進行方向と直角なひび割れが最も多かったことを示すものと思われる。またそのひび割れが多かった理由は、先に述べた Case4 での軸直角方向静弾性係数が最小だった理由と同じと推察される。

以上より、内部拘束によって ASR によるひび割れに異方性が生じた場合、そのひび割れ状況や力学的性質は拘束の方向性の影響を大きく受けると言える。拘束の方向性により、軸方向に対し直角に進展したひび割れが卓越した場合、圧縮強度、静弾性係数および超音波伝播速度へ

与える影響は、軸方向に進展したひび割れよりも大きいことが分かった。そのため、実環境下で ASR 劣化した RC 構造物や PC 構造物を調査する場合には、構造物内部に作用する応力の方向性についても考慮するべきであると言える。

5.4 ASRにより膨張劣化した実構造物コンクリートのひび割れおよび力学的特性

本節では、実環境下で供用され、ASRにより損傷を受けたのち撤去されたRC橋、PC橋の一部から採取したコア供試体を用いて、内部ひび割れ観察や、非破壊試験、強度試験を行った。前節まででは、室内実験レベルでASRによる膨張を促進させた供試体を用いて、ASRによる膨張が及ぼすコンクリートの力学的特性の変化への影響、および拘束条件が内部ひび割れに及ぼす影響について考察してきた。これらの現象について、実環境下でASRの膨張が進行したコンクリートを用いて再度検証を行った。

また、実構造物では膨張前の基準長さを計測することはないため、たとえASRによるひび割れが確認されたとしても、そのASRによる劣化程度を定量的に判断することは難しい。そこで、本節では実環境下にてASRによる膨張が起こった実構造物コンクリートを対象とし、圧縮強度や静弾性係数、内部ひび割れ密度、ひび割れ幅などをパラメーターとして、ASRによる劣化の程度の定量評価を行うことを試みた。

5.4.1 ASRにより損傷した実構造物の概要および試験方法

(1) PC橋 A橋

A橋は九州西部の自動車専用道のPC橋として供用されていた。本実験で供試体として用いた部位は、PC上部工の掛け違い部のものであり、補修のためワイヤーソーにより切り出されたものである。試験体外観を写真-5.3に示す。試験体形状は1800×1200×900mmであり、表面部にはひび割れ注入が行われた形跡が見られるが、その上から更にASRによるひび割れが発生し、最大で幅2.20mmのひび割れが確認された。またコンクリートの表面近傍では特にひび割れ幅が大きく、またそのひび割れの方向の多くはプレストレスの拘束方向に卓越していた。一方、ワイヤーソーで切り出され露出したコンクリート内部の方は、目視で確認することが難しいほどひび割れ量は少なく、ひび割れ幅も小さなものであった。

図-5.29に示したP点、Q点、R点の3箇所からφ100mmコア供試体を採取し、圧縮強度試験用と内部ひび割れ観察用の供試体（φ100×200mm）を成形した。また、Q点およびR点に



写真-5.3 A橋外観 左:断面部 右:表面部

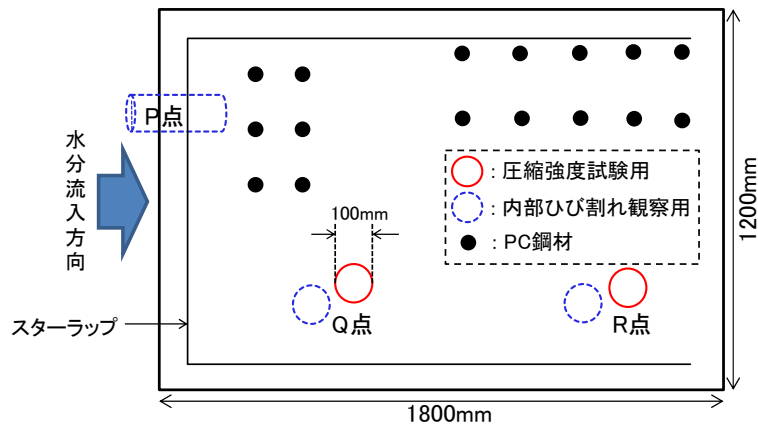


図-5.29 コア採取地点

については、長いコアを採取し2つに切断することで圧縮強度用供試体を2本とした。ここで、P点のみプレストレス導入方向と直行する方向からのコア採取であるが、配筋状態の関係よりP点からは圧縮強度用供試体としてのコアを採取することはできなかった。よって、P点の圧縮強度の評価に関しては後述する5.4.5項の $\phi 50\text{mm}$ コア供試体を用いて行うこととした。なお圧縮強度用供試体については、超音波伝播速度、動弾性係数の計測を行った後に圧縮強度試験に供した。また圧縮強度試験を行った後のコンクリート試料を用いて、セメント協会法に基づく配合推定^{5.19)}を行った。内部観察用供試体については、長さ方向に中央で切断し、断面の目視可能なひび割れをスケッチした後、蛍光樹脂を含浸させ、微細ひび割れを観察して、圧縮強度試験用供試体との比較を行った。また、 $\phi 100\text{mm}$ コアとは別に $\phi 50\text{mm}$ のコア試料をP点、Q点、R点から採取し、圧搾抽出法を用いて細孔溶液分析を行い、実構造物供試体内に残存する細孔溶液中の水溶性アルカリ濃度の分析を行った。

また、 $\phi 100\text{mm}$ コア供試体とは別に、プレストレスによる拘束がASRによるひび割れの異方性や力学的性質の損傷の異方性に及ぼす影響を確認するために、P点のプレストレス導入方向と平行な方向から4本、垂直な方向から2本、R点のプレストレス導入方向と平行な方向から5本の $\phi 50\text{mm}$ コア供試体を別途採取し、試験体内のひび割れ性状の蛍光樹脂含浸法による観察と併せて、コア採取の方向性がコンクリートの力学的性質に及ぼす影響について、そのメカニズムを考察した。

(2) RC橋 B橋

B橋は九州北部で供用されていたRC橋である。1970年代に施工され、およそ40年間供用された後2012年に解体された。解体前の1999年に自治体により行われた目視調査^{5.20)}によると、橋台部は「両橋台とも、桁受け部の両側面にクラックが発生している。構造上は問題ではないが、損傷度は悪い。」と記録されており、この時はすでにコンクリート表面にひび割れが発生していたことが分かる。本実験で用いた試験体は、解体時に橋台部から採取されたコンクリート塊である。B橋の解体前の外観写真および試験体を写真-5.4に示す。

本試験体は、橋梁の橋台に用いられていた無筋コンクリートである。A橋の供試体の粗骨材最大寸法は20mmであるのに対して、B橋の供試体の粗骨材最大寸法は40mmであり、幅0.3mm以上の大きなひび割れが多く発生していた。この試験体の4箇所から、圧縮強度試験用と内部



写真-5.4 前川橋外観および試験体

表-5.4 セメント協会による A 橋, B 橋の配合推定試験結果

推定配合	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				C/W(%)	推定 圧縮強度 (N/mm ²)
		W 水	C セメント	S 細骨材	G 粗骨材		
A橋	37	164	449	716	1073	2.74	66.0
B橋	53	169	318	806	1209	1.88	45.0

観察用のコア供試体を計 8 本採取し、A 橋と同様の試験を行った。また、この試験体の 1 箇所から採取した $\phi 50\text{mm}$ コア供試体を用いて、A 橋と同様に圧搾抽出法を用いて細孔溶液分析を行い、実構造物供試体内に残存する細孔溶液中の水溶性アルカリ濃度の分析を行った。

5.4.2 コンクリートの配合推定の結果

A 橋, B 橋の初期圧縮強度を推定するため、セメント協会法による硬化コンクリートの配合推定を行った。その配合推定結果と、過去のセメント水比と圧縮強度のデータベースを照らし合わせて、A 橋, B 橋の ASR 劣化前のコンクリートの圧縮強度の推定を行った。

配合推定の試験結果を表-5.4 に示す。A 橋は推定水セメント比が 37% となり、圧縮強度は約 66N/mm^2 であると推定された。一般に PC 橋のコンクリートには水セメント比が小さいものが使われることや、後に示すが、ほとんど劣化が生じていない R 点のコア供試体の圧縮強度と近い値であることから、妥当な推定値であると考えられる。B 橋は推定水セメント比が 53%、圧縮強度は約 45N/mm^2 と推定された。B 橋は粗骨材の寸法が大きく、粗骨材の推定単位量が大きいことから妥当な推定値であると考えられる。

5.4.3 細孔溶液分析結果

A 橋, B 橋のコンクリートの、ASR が進行した現状での細孔溶液内の成分を確認するため、圧搾抽出法により細孔溶液の抽出を行い、イオンクロマトグラフを用いて溶液分析を行った。分析を行った元素は Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Cl^- であり、 Na^+ と K^+ から抽出溶液中の残存アルカリ総量を、 Ca^{2+} からは Ca の溶出状況を、 Cl^- からは凍結防止剤などによる外来のアルカリ供給の状況を判断するために用いた。なお、細孔溶液の抽出には $\phi 50 \times 100\text{mm}$ のコア供試体を用いた。こ

表-5.5 細孔溶液の分析結果（細孔溶液内濃度）

	Na ⁺ (kg/m ³)	K ⁺ (kg/m ³)	Na ₂ O (kg/m ³)	Cl ⁻ (kg/m ³)	Ca ²⁺ (kg/m ³)
A橋-P点	3.05	0.55	9.11	0.32	0.44
A橋-Q点	3.13	0.62	9.41	0.30	0.26
A橋-R点	4.16	0.82	12.52	0.28	0.33
B橋	0.96	0.25	2.98	0.21	0.33

れらコア供試体は採取したのち、速やかに細孔溶液の逸散を防ぐためソフトタオルで梱包しビニールラップを巻き保存し、溶液抽出を行った。

表-5.5 に細孔溶液の分析結果を示す。Na⁺とK⁺の分析結果から、水溶性アルカリのNa₂O_{eq}の溶液濃度を算出した。まず、A橋およびB橋の塩化物イオン量含有量は、0.2~0.3kg/m³程度であり少ないと言える。そのため、供用期間中の凍結防止剤などによる外来のアルカリの供給はほぼ無かったことが推察される。

次に、A橋内の各採取点を比較すると、P点の細孔溶液内のアルカリ量は最も少なく、R点の細孔溶液内のアルカリ量が最も多い結果となった。また、P、Q、R点のいずれもアルカリ総量は9kg/m³以上を示し、大変高い初期アルカリ総量であったことが分かる。なお、一般的にASRが進行するとコンクリート中の水溶性アルカリが消費され、ASRゲルに取り込まれると考えることができる⁵²⁾。先述の塩化物イオンの分析結果より外来のアルカリ供給が無かったと仮定すると、初期のコンクリート内の水溶性アルカリ量は同一だったにも関わらず、P点、Q点の内在水溶性アルカリが減少したのは、ASRの進行に伴い、水溶性アルカリがASRゲルに取り込まれた結果と考えることができる。

これを踏まえA橋内の各点を比較すると、R点に比べP点やQ点の方がよりASRが進行していると考えられる。B橋に関しては1箇所のみのコア採取であり、この結果のみでアルカリ量の変化について考察することは困難である。しかし、B橋のアルカリ総量は少ない結果であるため、ASRが進行し水溶性アルカリが大きく消費された可能性は高いと推察される。

5.4.4 ひび割れ性状と力学的性質の関係

(1) PC橋 A橋の内部ひび割れ観察および圧縮強度試験結果

図-5.30 から図-5.32 にA橋のφ100mm コア供試体内部の目視可能ひび割れのスケッチ図および蛍光樹脂含浸法による微細ひび割れのブラックライト照射像を示す。なお、スケッチ図中の赤線は骨材部分に生じたひび割れを、青線はモルタル部分に生じたひび割れを、緑線は反応リングを示す。また、観察したひび割れ図からひび割れ総延長を計測し、それを観察面積で除すことでひび割れ密度を算出した。なお、配筋状態の関係から、P点からはφ100mmの圧縮強度用コア供試体を採取することはできなかった。内部ひび割れ密度と圧縮強度の関係および静弾性係数、動弾性係数および超音波伝播速度の計測結果を図-5.33 に示す。

P点の内部断面には目視可能なひび割れが多く発生しており、微細ひび割れまで含めるとひび割れ密度が130m/m²と大きな値を示し、それらのほとんどがPC鋼材の緊張方向に沿って発生していた。Q点、R点の内部断面には、目視可能なひび割れはほとんど見られず、骨材内部

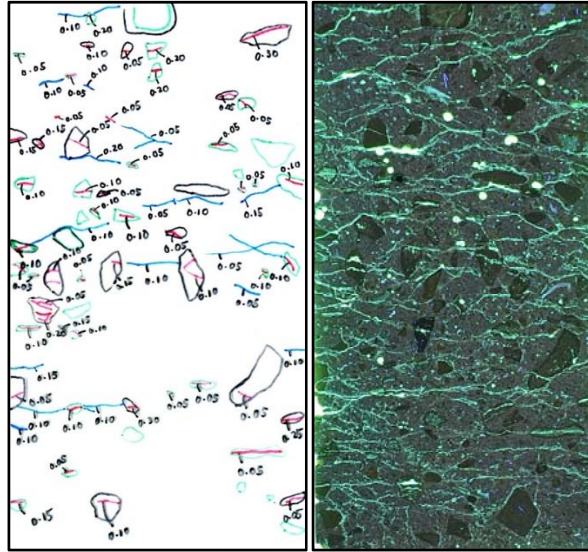


図-5.30 P 点の内部ひび割れスケッチ図およびブラックライト照射像

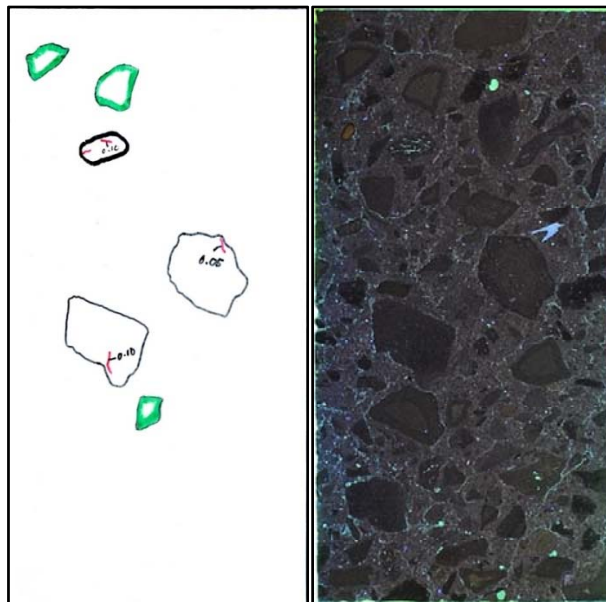


図-5.31 点 Q の内部ひび割れスケッチ図およびブラックライト照射像

および界面にわずかに見られるだけであった。蛍光樹脂による微細ひび割れの観察では、モルタル部分にもひび割れが進展しており、R 点よりも Q 点の方が内部ひび割れ密度は大きかった。

圧縮強度は最も深部である R 点で最大となった。目視可能なひび割れがほとんど見られない Q 点、R 点では、ひび割れ密度が大きくなるほど圧縮強度が下がる傾向が見られ、両者の間にある程度の相関関係があることが確認された。これらのことを考慮すると、ASR による力学的性能の低下を考える際には、ひび割れ幅やひび割れの異方性も考慮した評価が必要であると言える。供試体ごとにひび割れ密度に違いが生じた原因としては、水分供給状態の違いや、鉄筋、PC 鋼材による内部拘束力がひび割れを抑制する影響などが考えられる^{5,22)}。

静弾性係数や動弾性係数、および超音波伝播速度の結果を見ると、いずれの値も表面近傍で

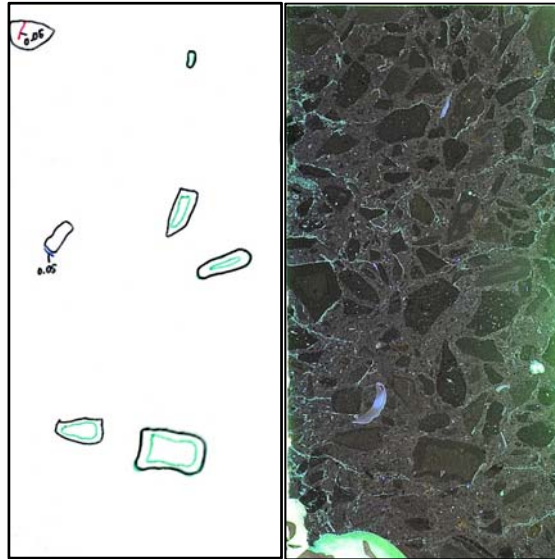


図-5.32 点Rの内部ひび割れスケッチ図およびブラックライト照射像

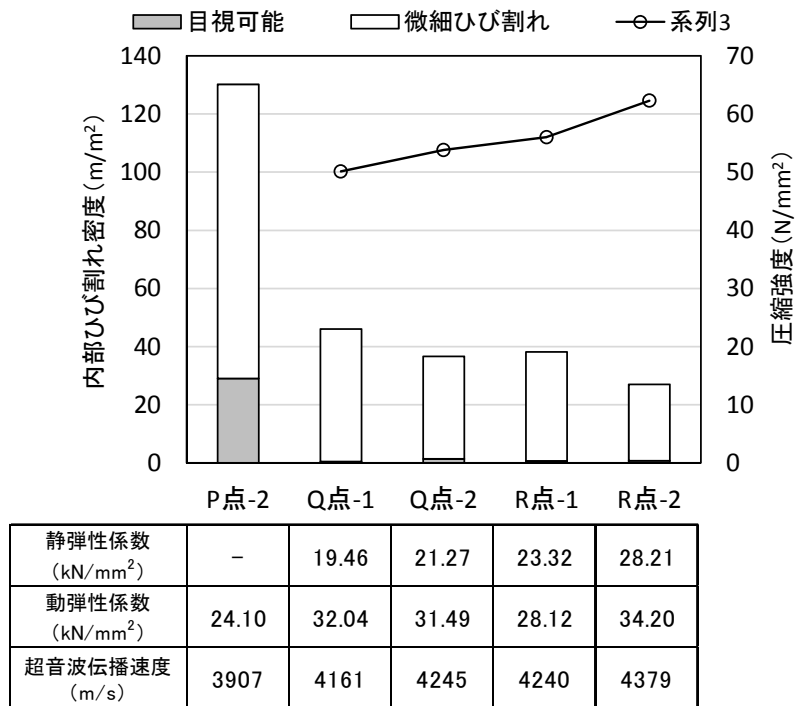


図-5.33 内部ひび割れ密度と圧縮強度の関係および静弾性係数、動弾性係数および超音波伝播速度の計測結果

あるP点の方が、Q点やR点に比べ小さな値を示しており、ひび割れ密度や圧縮強度の値とある程度相関があることが分かる。

(2) RC橋 B橋の内部ひび割れの観察および圧縮強度試験結果

図-5.34から図-5.37に、コア供試体内部の目視可能ひび割れのスケッチ図および蛍光樹脂含浸法による微細ひび割れのブラックライト照射像を示す。なお、スケッチ図中の赤線は骨材部分に生じたひび割れを、青線はモルタル部分に生じたひび割れを、緑線は反応リングを示す。

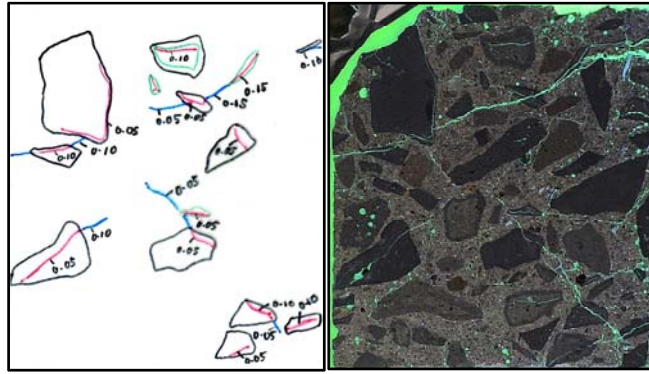


図-5.34 No. 1 内部ひび割れスケッチ図およびブラックライト照射像

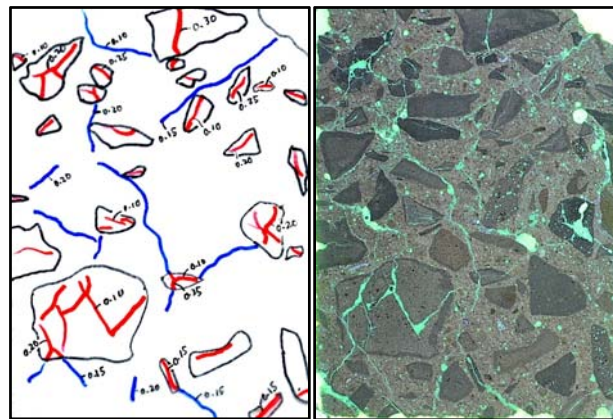


図-5.35 No. 2 内部ひび割れスケッチ図およびブラックライト照射像

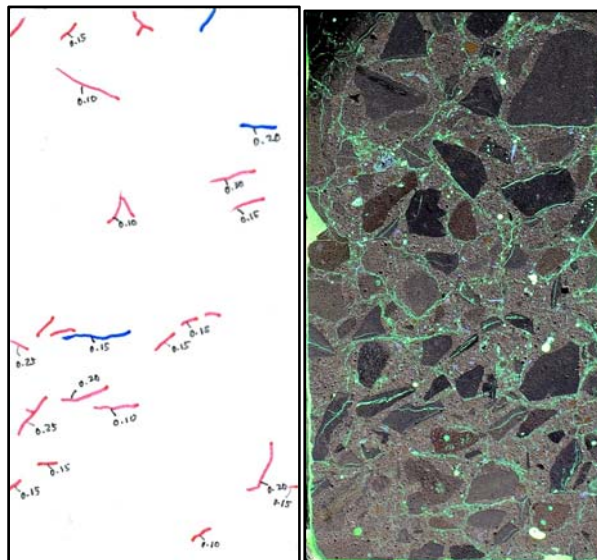


図-5.36 No. 3 内部ひび割れスケッチ図およびブラックライト照射像

内部ひび割れ密度と圧縮強度，および静弾性係数，動弾性係数および超音波伝播速度の関係を
図-5.38 に示す。

これらの試験結果より，B 橋の各供試体の ASR の進行はどれも同程度であり，いずれの供試体も ASR の反

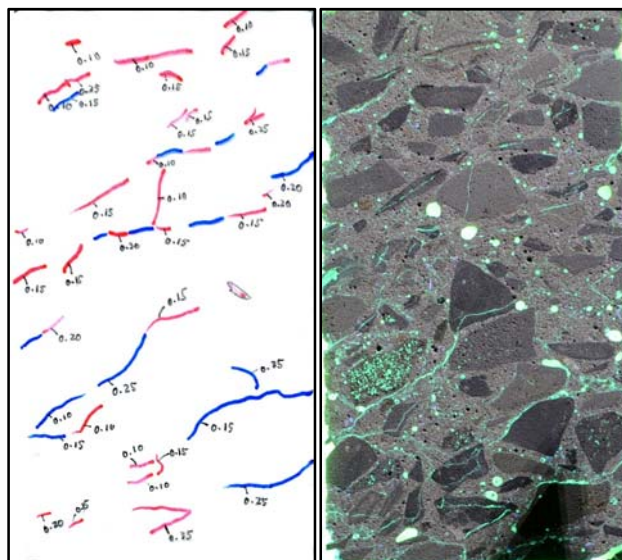


図-5.37 No. 4 内部ひび割れスケッチ図およびブラックライト照射像

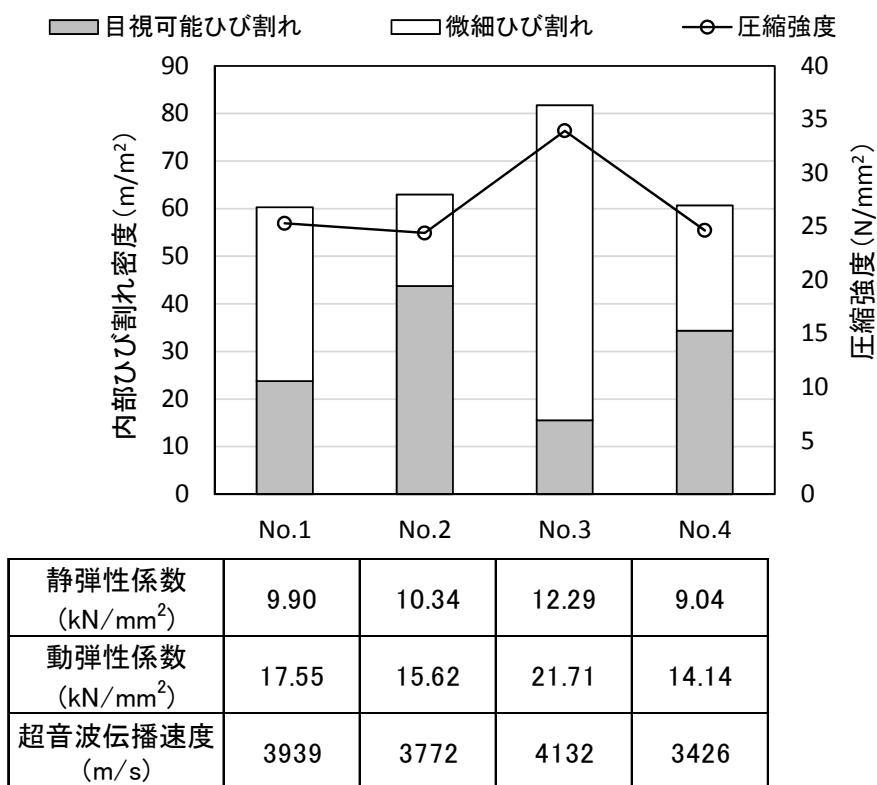


図-5.38 内部ひび割れ密度と圧縮強度の関係および静弾性係数、動弾性係数および超音波伝播速度の計測結果

応はほとんど終局していると考えられる。しかし、最終的な力学的性質やひび割れ性状については、供試体ごとに違いが見られた。ひび割れ性状に関しては、No.3を除き、ひび割れが互いに連結した亀甲状のひび割れパターンではなく、ひび割れ密度も小さい。この理由としては、B橋は粗骨材最大寸法が40mmと大きく、そのため粗骨材の総界面面積が小さかったことが挙

げられる。No.3については、右上部に見られる粗骨材以外の粗骨材の寸法が比較的小さいため微細ひび割れが多くなり、ひび割れ密度が大きい結果になったと考えられる。

圧縮強度に関しては、目視可能なひび割れが多く発生している No.2 や No.4 の圧縮強度が小さかった。これは、大きなひび割れ幅のひび割れが影響したと考えられる。No.1 は No.2, No.4 と近い圧縮強度を示すが、目視可能なひび割れは少なく、単純にひび割れ密度の比較だけでは圧縮強度の推定が難しいことがわかる。最も圧縮強度の大きくなった No.3 は目視可能なひび割れの密度は最も小さくなったが、微細ひび割れまで含めると最もひび割れ密度が大きくなった。以上のことを考察すると、微細ひび割れは圧縮強度に与える影響が小さいことが推察される。静弾性係数に関しては圧縮強度ほどの差は開いておらず、どの試験体も 10kN/mm^2 前後と非常に低い値を示した。

5.4.5 ひび割れの異方性がコンクリートの力学的性質に与える影響

鉄筋や PC 鋼材によりコンクリートに拘束力が働いている場合、5.3 節でも述べたように ASR により生じるひび割れはコンクリート表面、内部ともに拘束方向に卓越する。既往の研究では、RC 橋脚部や PC 梁試験体において、拘束方向に平行に採取したコアと垂直に採取したコアでは後者のほうが圧縮強度や静弾性係数などの力学的性質の値が小さくなることが報告されている^{5.14),5.15)}。また、先述の 5.3 節の室内試験における供試体での実験でも、鉄筋による拘束の方向がひび割れパターンや損傷の異方性に影響を与え、特に軸方向に対し直角に進展したひび割れが卓越した場合には、圧縮強度、静弾性係数および超音波伝播速度へ与える影響は、軸方向に進展したひび割れよりも大きいことについて言及した。その理由として、拘束方向に対し直角方向に発生したひび割れが載荷初期で閉じ、これが静弾性係数の低下に影響していること、また載荷初期の軸方向の変形が大きくなることが影響し、圧縮強度も低下すると考察した。

本節では、実構造物において、プレストレスの拘束によりひび割れが拘束方向に卓越した A 橋 (PC 橋) から、プレストレスの拘束方向と平行な方向 (軸方向)、および垂直な方向 (軸直角方向) のそれぞれから採取した $\phi 50\text{mm}$ のコア供試体を用いて、圧縮強度試験、静弾性係数、縦横ひずみ、超音波伝播速度の計測を行い、コア採取の方向性がコンクリートの力学的性質に及ぼす影響について、そのメカニズムを考察した。

(1) 実験概要

5.4.4 項で用いた試験体 A 橋の、P 点から軸直角方向および軸方向、また劣化がほとんど進行していない R 点から軸方向に $\phi 50\text{mm}$ コアをそれぞれ採取した。これらのコアを $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ に成形し、P 点の軸直角方向から 2 本のコア供試体 (P 点-1, P 点-2)、軸方向から 4 本のコア供試体 (P 点-3, P 点-4, P 点-5, P 点-6)、R 点の軸方向から 5 本のコア供試体 (R 点-1, R 点-2, R 点-3, R 点-4, R 点-5) を成形し、超音波伝播速度計測、および圧縮強度試験を行った。なお、圧縮強度試験時には縦横ひずみの計測を行い、ポアソン比を算出した。

表-5.6 に各供試体の力学的性質の試験結果を示す。圧縮強度は、P 点の軸直角方向が最も小さい。次に P 点の軸方向が続き、最も圧縮強度が大きいのは、コンクリート表面からもっとも深部に位置する R 点の軸方向であった。さらに静弾性係数についても同様の大小関係が見られ、R 点は比較的高い静弾性係数を示した。このように、実構造物においても、5.3 節の室内実験で

表-5.6 力学的性質の試験結果

		超音波伝播速度 (m/s)	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比 (最大荷重の33%時)	ポアソン比 (最大荷重の95%時)
軸直角 方向	P点-1	3387	19.1	8.9	0.11	0.50
	P点-2	3794	26.3	13.9	0.18	1.35
軸方向	P点-3	4082	38.6	17.8	0.17	0.63
	P点-4	4136	46.5	15.3	0.27	1.02
	P点-5	4186	42.1	16.4	0.24	0.96
	P点-6	4167	42.0	19.8	0.31	0.61
軸方向	R点-1	4531	64.2	28.3	0.20	0.37
	R点-2	4561	54.2	28.1	0.24	0.29
	R点-3	4678	70.2	32.6	0.17	0.30
	R点-4	4365	59.4	15.4	0.21	0.62
	R点-5	4233	49.4	13.2	0.38	0.66

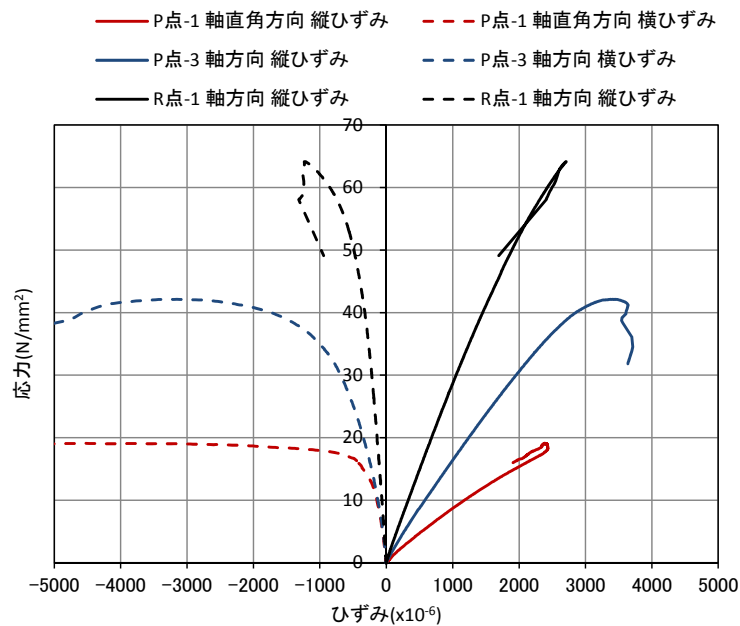


図-5.39 A橋から採取したコア供試体P点-1, P点-3 およびR点-1の応力-ひずみ曲線

の実験結果と同様に、拘束方向に対して平行にコア採取をするか、直角にコア採取をするかで明確な違いが見られた。圧縮強度の低下率については、R点では初期推定圧縮強度である 66N/mm² から大きな低下は見られなかったのに対し、P点の軸方向は 36%の低下、軸直角方向は 66%の低下となり、非常に大きい差が見られた。

ポアソン比に注目すると、最も劣化が進んでいないR点-1, R点-2では、弾性域内でのポアソン比はほぼ一定に 0.2~0.3程度を示し、健全なコンクリートと同様な関係が見られた。一方、

P 点の軸直角方向に注目すると、通常は弾性域とされる最大応力の 33%時では他の試験体よりもポアソン比が小さいが、最大応力の 95%では大きなポアソン比を示し、横ひずみの急増が見られた。一方、P 点の軸方向ではポアソン比は圧縮初期段階からゆるやかに増加を開始し、最大応力時まで増加し続けた。

ここで、P 点の軸方向である P 点-1 および軸直角方向である P 点-3、および R 点-1 の応力ひずみ曲線を図-5.39 に示す。R 点は ASR の損傷をあまり大きく受けていない状態のものと考えることができる。また、P 点-1 および P 点-3 はほぼ同じ個所から採取しているにもかかわらず、プレストレスの軸方向か軸直角方向かの違いで、応力ひずみ曲線に大きな違いが生じた。これについては、5.3 節で示したように、荷重方向に直角な方向にあらかじめ ASR によるひび割れが存在する場合、まず横方向のひび割れが閉じることで、荷重初期より縦ひずみの増大が生じ、そのため荷重の早い時期より横ひずみの増大が生じ、圧縮強度の低下につながるという現象が起こったことが推察される。すなわち、荷重前の ASR によるひび割れが同程度であったとしても、荷重方向に直角な方向を持つひび割れの方が、力学的性能の低下に大きな影響を及ぼす可能性があることが示唆される。

5.5 室内実験データを基にした実構造物のASR 損傷評価の試み

5.5.1 内部ひび割れ密度と圧縮強度との関係

図-5.40 に W/C=55%, W/C=40%の円柱供試体, および A 橋, B 橋から採取した $\phi 100\text{mm}$ コア供試体の内部ひび割れ密度と圧縮強度の関係を示す。

まず, A 橋と W/C=55%, W/C=40%の円柱供試体の試験結果に着目する。A 橋の供試体のひび割れ密度は $20\sim 40\text{m}^2/\text{m}^2$ であり, W/C=55%, W/C=40%の円柱供試体の 500μ 時の内部ひび割れ密度よりも小さい。しかし, A 橋の推定圧縮強度 $66.0\text{N}/\text{mm}^2$ と, A 橋-Q 点軸方向から採取したコア供試体のひび割れ密度 $46\text{m}^2/\text{m}^2$ の圧縮強度 $50.1\text{N}/\text{mm}^2$ とを比較すると, その圧縮強度は 75%程度低下しており, W/C=55%, W/C=40%の円柱供試体の $3000\sim 4000\mu$ 膨張時の圧縮強度低下率とおおよそ一致していた。

次に, B 橋と W/C=55%, W/C=40%の円柱供試体の試験結果に着目する。5.3 節の試験結果より, B 橋は室内試験と比較して全ての力学的性質, すなわち圧縮強度, 静弾性係数, 超音波伝播速度, 動弾性係数が小さい結果であったが, 内部ひび割れ密度は $60\text{m}^2/\text{m}^2$ 程度であり, W/C=55%, W/C=40%の円柱供試体での 500μ 膨張量と同程度の内部ひび割れであった。この原因として, 以下の要因が考えられる。すなわち, 図-5.35 に見られるように B 橋では目視可能な大きなひび割れ幅の ASR によるひび割れが多く発生していた。そのため, 内部ひび割れ密度が小さいにもかかわらず, コンクリートの力学的性能が大きく低下したと考えられる。また, B 橋のコア供試体では, ひび割れ幅の大きなひび割れが多く見られたにもかかわらず, 内部ひび割れ密度が小さい結果となったことについては, 粗骨材最大寸法が 40mm であったことが影響したと考えられ, そのため粗骨材最大寸法 20mm の A 橋や W/C=55%, W/C=40%の円柱供試体と比べ, 微細な内部ひび割れが相対的に少ない結果になったと考えられる。

このように, 配合や材料の違い, および水分供給履歴や拘束条件などが内部ひび割れ密度と

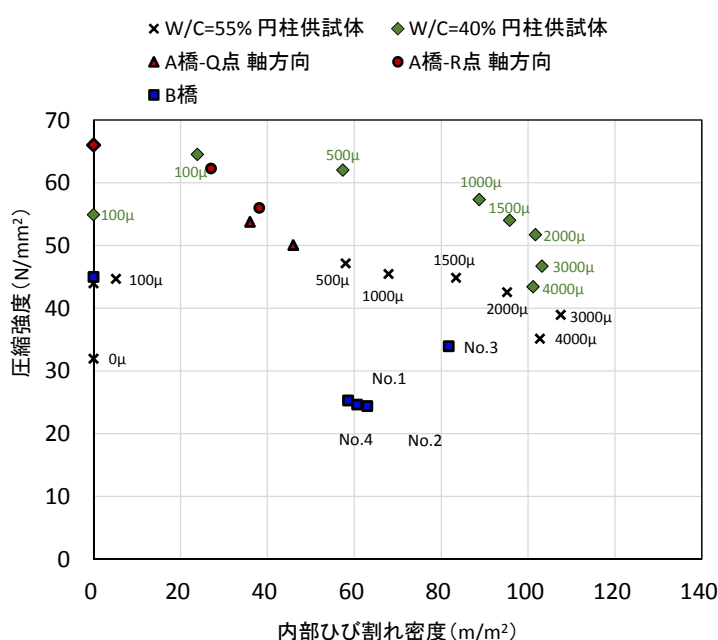


図-5.40 内部ひび割れ密度と圧縮強度の関係

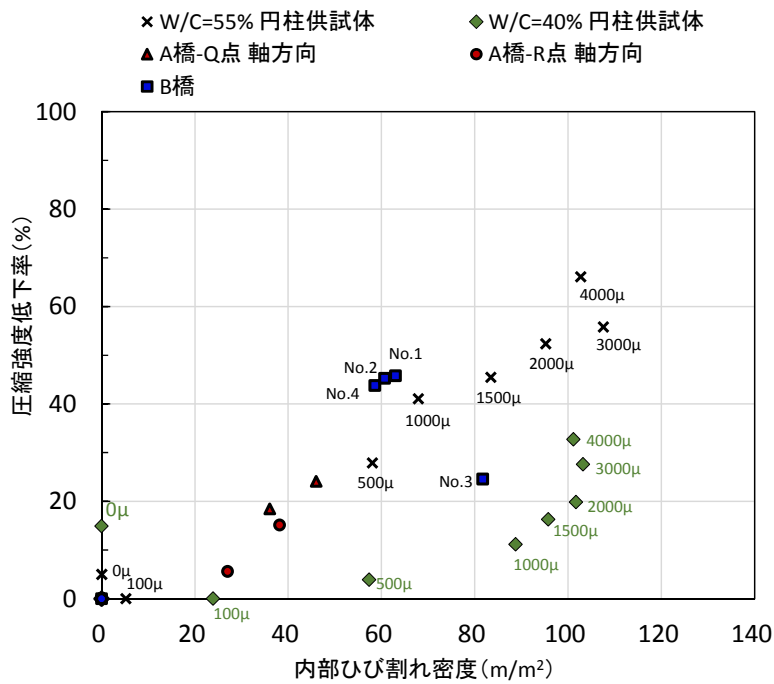


図-5.41 内部ひび割れ密度と圧縮強度低下率との関係

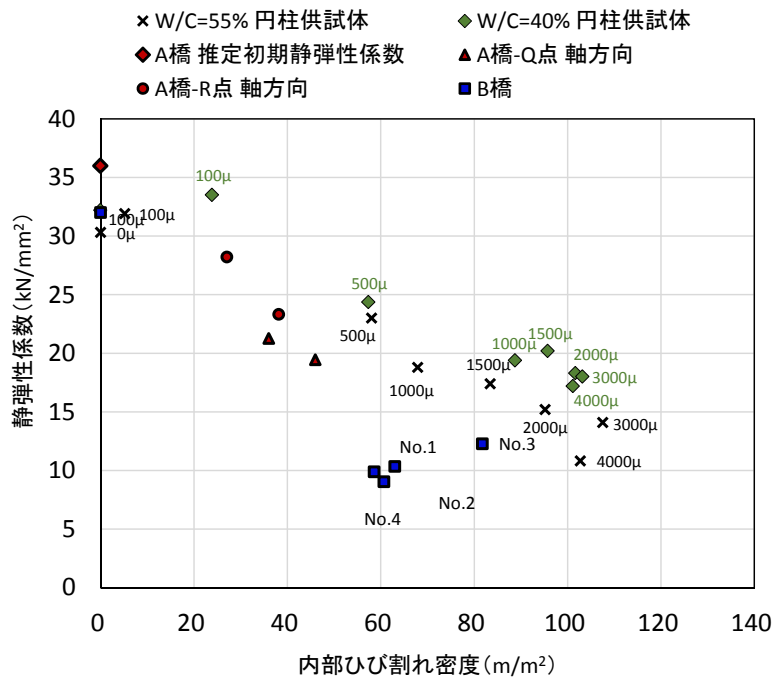


図-5.42 内部ひび割れ密度と静弾性係数の関係

圧縮強度の関係に影響すると考えられる。また図-5.40の結果から、圧縮強度と内部ひび割れ密度の関係のみではその劣化程度を判断することは難しいことが分かる。

次に図-5.41に、図-5.40で示したのと同じ供試体による、内部ひび割れ密度と圧縮強度低下率との関係を示す。ここで圧縮強度低下率とは、(ASR劣化が生じる前の供試体の初期圧縮強度 - ASR膨張後の圧縮強度から求める圧縮強度) / (ASR劣化が生じる前の供試体の初期圧縮強度)と定義する。また、円柱供試体については最大の圧縮強度を示した100μや500μ時の

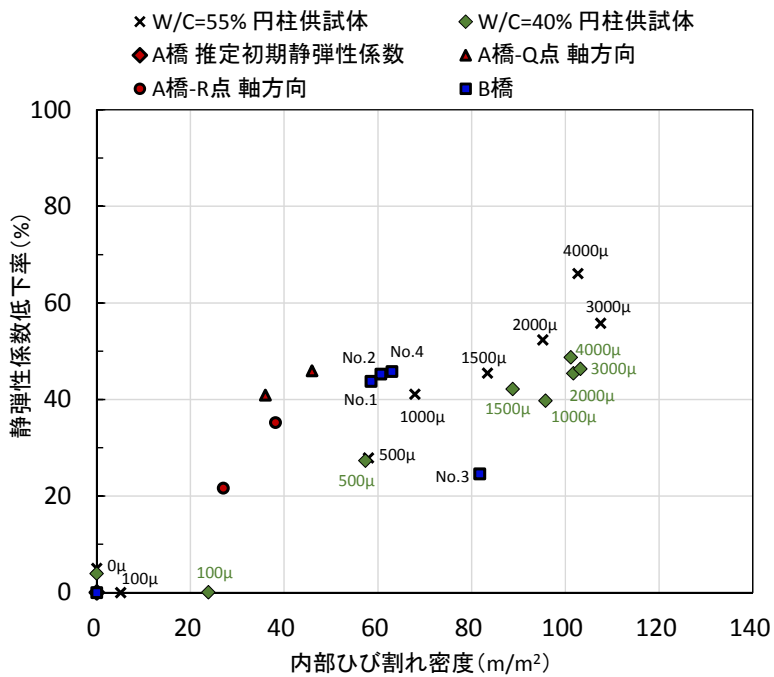


図-5.43 内部ひび割れ密度と静弾性係数低下率との関係

圧縮強度を基準の圧縮強度とした。これによると、W/C=55%とW/C=40%の円柱供試体については、その圧縮強度低下率に到達するまでの内部ひび割れ密度は異なり、また内部ひび割れの増大に伴う圧縮強度低下率の低下割合も異なる。一方、A橋とB橋の内部ひび割れ増加と圧縮強度低下率は同様の傾向を示した。しかし、これらのコンクリートは配合も使用材料も異なっており、これらの一致は必然であったとは言い切れない。よって、圧縮強度の低下や内部ひび割れ密度の増大は、ASRによる膨張の増加とともに大きくなりコンクリートの劣化の進展状況を反映しているものの、これら二つのパラメーターだけではASRによるコンクリートの損傷程度を表すことは難しいと言える。

5.5.2 内部ひび割れ密度と静弾性係数との関係

ASRによる膨張初期に、その膨張に対して圧縮強度の低下よりも敏感に低下する反応を示した静弾性係数に着目する。図-5.42に、図-5.40と同様の供試体による、内部ひび割れ密度と静弾性係数の関係を示す。これによると、いずれの円柱供試体も膨張量500μから1000μまでに静弾性係数が大きく低下していることが分かる。このように膨張初期に静弾性係数が大きく低下するのは、圧縮載荷時の低荷重状態より軸直角方向のひび割れが閉じるためであると5.2.4項で述べた。しかし、異なる配合や材料では初期の静弾性係数が異なるため、図-5.42では同一内部ひび割れ密度であっても異なる配合間で静弾性係数の値がばらつく結果となった。

そこで、静弾性係数低下率を(ASRによる膨張が生じる前の健全時の静弾性係数 - ASRによる膨張が生じた後の静弾性係数) / (ASRによる膨張が生じる前の健全時の静弾性係数)と定義し、ひび割れ密度と静弾性係数低下率との関係を図-5.43に示す。なお、ここでA橋については、最も健全であり高い圧縮強度を示したR点の静弾性係数を、B橋については全ての供試体が劣化していたため、配合推定結果から推定した初期強度に対応する静弾性係数をコンクリ

ート標準示方書から標準値として読み取り用いた。このようにして作成した図-5.43は、配合の違いによる初期静弾性係数の差を無視することができ、ASRの膨張劣化に伴う静弾性係数の低下率として表すことができる。

静弾性係数低下率と膨張量との関係に着目すると、膨張量100 μ までは静弾性係数の低下はほぼ起こらず、膨張量500 μ 程度で静弾性係数低下率は20%弱まで低下し、膨張量1000 μ 以上では静弾性係数低下率は40%以下となることが見て取れる。しかし、それより大きな膨張量になると、膨張量に対する静弾性係数低下率の変化は鈍感となる。

ここで、A橋のP点の軸直角および軸方向、R点の軸方向から採取した ϕ 50mmの圧縮強度試験結果を示した図-5.39に着目すると、静弾性係数低下率と膨張量について以下の関係があると言える。

- A) R点-1はあまり劣化の進行がなく、ほぼ健全なコンクリートの応力-ひずみ曲線であった。しかし、若干の静弾性係数の低下が確認され、R点-1の静弾性係数低下率は13.2%であった。図-5.43からは膨張量は100 μ 程度と判断される。
- B) P点-3の静弾性係数低下率は45.3%であり、膨張劣化に伴う静弾性係数の低下が確認される。図-5.43からは、1000 μ から1500 μ 程度の膨張量と判断される。
- C) P点-1の静弾性係数低下率は72.7%であり、大きな静弾性係数の低下を示した。図-5.43からは3000 μ 、4000 μ 程度の膨張量となるが、この供試体はプレストレスの軸と直角方向から採取したものであり、5.3.6項で示したように軸直角方向に生じたひび割れのため、特に力学的特性が小さく評価されている可能性がある。

このように、ASRの膨張によって膨張量の増大、内部ひび割れ密度および幅の増大が引き起こされ、そのため力学的性質の変化、すなわち圧縮強度の低下、静弾性係数の低下、超音波伝播速度の低下、ポアソン比の増大などが生じる。

これまでの結果をまとめると、以下の方法を用いることで、ある程度のASRによる膨張劣化程度を知ることができる。すなわち、

- ① コンクリートの圧縮強度低下率や静弾性係数低下率を調べる。資料が残っていない場合は、配合推定などの方法で推定する。
- ② ϕ 50mmコア供試体もしくは ϕ 100mmコア供試体により、圧縮強度低下率や静弾性係数低下率を調べる。この時縦横ひずみの計測により、ポアソン比も求める。
- ③ コア供試体を切断し、内部ひび割れ密度を求める。

以上の項目を調査した後、得られた結果を図-5.34の関係に当てはめれば、おおよその程度の膨張量に相当する劣化が進行しているかを判断できると考えられる。また、コア試料を採取する際には、対象構造物の注目する部位の、供用中における鉄筋やプレストレスによる内部応力状態、水分供給環境、温度湿度環境やその他環境条件に注意を払い、対象とする箇所がASRによる劣化を評価する部位として妥当であるかを確かめる必要がある。

一方で、任意の構造物から採取したコア供試体の膨張量と力学的性能の低下については、本研究の限られた結果から導いたものであり、更なる推定精度の向上のためには、今後ともデータの蓄積が必要であると考えられる。

5.6 本章のまとめ

5.6.1 各節のまとめ

本章では、ASRの膨張によりコンクリートに生じた内部ひび割れの発生状況とコンクリートの力学的性質との関係を明らかにすることを目的とし、円柱供試体では膨張量ごとの力学的性質、角柱供試体では膨張の進展とともに変化するひび割れ性状、およびそれらが力学的性質の変化に及ぼす影響について詳細に調査した。また、鉄筋により拘束されたコンクリートにASRによる膨張が進展した場合の、拘束力の方向性と、ASRによる膨張やひび割れ、力学的性能低下の方向性との関係性について整理を行った。また、ASRにより損傷を受けた実構造物コンクリートを用いて、圧縮強度や静弾性係数、内部ひび割れ密度、ひび割れ幅などをパラメータとして、ASRにより損傷を受けたコンクリートの材料の損傷程度の推定を試みた。

以下に、各節で得られた知見をまとめる。

5.2 節「無拘束条件下でのASRによる膨張に伴うひび割れが力学的特性に与える影響」のまとめ

- ✓ 円柱供試体内部のひび割れは、膨張量2000 μ までは主にひび割れ総延長が増大し、膨張量2000 μ から4000 μ までは主にひび割れ幅が増大する結果となった。
- ✓ 圧縮載荷試験を行った結果、ASRによって静弾性係数が低下するのは、水平方向と斜め方向のひび割れが閉じたためであると推察される。なお、W/C=40%およびW/C=55%の双方で、膨張初期の段階で静弾性係数が大きく低下する傾向を示した。
- ✓ 本実験では、静弾性係数は内部のひび割れ密度の影響を大きく受け、圧縮強度は内部のひび割れ密度と内部のひび割れ幅の両者の影響を大きく受ける傾向が見られた。
- ✓ ASRの損傷が進むにつれ内部ひび割れが生じるため、載荷時にはその初期段階から縦方向の変形が起りやすくなり、そのため横方向の変形が開始する載荷荷重も小さくなる。最終的に圧縮破壊するのは、コンクリート内部に働く引張応力に耐えられなくなる時点である。このような理由から、ASRによる損傷が生じたコンクリートは、その膨張量が大きくなるにつれ、圧縮強度が小さくなると推察した。

5.3 節「拘束がASRの膨張に伴うひび割れ発生状況および力学的特性に与える影響」のまとめ

- ✓ コンクリート内部に拘束がある条件下でASRによる膨張が進展した場合、表面および内部に発生するひび割れ密度やひび割れの異方性は、その内部応力条件に大きく影響を受ける。また、内部ひび割れの方が表面ひび割れに比べひび割れ幅が小さいが、ひび割れ密度は大きい。
- ✓ 鉄筋による拘束下でASRによる膨張が進展した場合、軸方向の拘束力が大きいほど、ひび割れ長さは抑制される。

- ✓ 鉄筋による拘束下でスターラップの有無を比較すると、スターラップ無しでは軸直角方向のひび割れの卓越が見られ、スターラップ有りでは、ひび割れ密度が小さくなり、ひび割れも異方性をあまり持たなくなる。またその影響は、表面ひび割れよりも内部ひび割れで顕著であった。
- ✓ 鉄筋による拘束により ASR によるひび割れに異方性が生じた場合、圧縮強度や静弾性係数、および超音波伝播速度もその異方性の影響を受ける。その場合、コア採取方向が軸方向と直角な場合に、上記の力学的性質の低下が顕著に表れる。その理由として、軸直角方向にひび割れが多く見られる場合においては、载荷初期より軸直角方向のひび割れに縦ひずみが集中するため静弾性係数が低下し、そのため载荷初期より縦方向の変形が大きくなり、その結果横ひずみが大きくなり始める。载荷荷重も小さくなり、その結果として圧縮強度が小さくなると推察した。

5.4 節 「ASR により膨張劣化した実構造物コンクリートのひび割れおよび力学的特性」 のまとめ

- ✓ A 橋にはプレストレスによる拘束で、内部ひび割れに異方性が見られた。また、室内実験でも見られたように、A 橋から採取したコア供試体の内、軸直角方向にひび割れが卓越したものの方が、軸方向にひび割れが卓越したものよりも力学的性質の低下、すなわち圧縮強度や静弾性係数の低下が著しい結果となった。
- ✓ A 橋と B 橋の内部ひび割れを比較すると、粗骨材最大寸法が 40mm である B 橋よりも、粗骨材最大寸法が 20mm である A 橋の方が微細なひび割れが多く確認された。これより、骨材の最大寸法が内部ひび割れの発生状況に及ぼす影響は大きいと言える。

5.5 節 「室内実験データを基にした実構造物の ASR 損傷評価の試み」のまとめ

- ✓ 圧縮強度の低下や内部ひび割れ密度の増大は、ASR による膨張の増加とともに大きくなりコンクリートの劣化の進展状況を反映しているものの、これら二つのパラメーターだけでは ASR によるコンクリートの損傷程度を表すことは難しい
- ✓ 静弾性係数低下率と膨張量との関係から、膨張量 100 μ までは静弾性係数の低下はほぼ起こらず、膨張量 500 μ 程度で静弾性係数低下率は 20%弱となり、膨張量 1000 μ 以上では静弾性係数低下率は 40%以上となる結果となった。しかし、それより大きな膨張量になると、膨張量に対する静弾性係数低下率の変化は鈍感となる。この傾向を利用することで、ASR 劣化した実構造物のコンクリートの膨張量をある程度推定できる可能性がある。

5.6.2 本章で得られた知見と意義

本章では、ASR の膨張に伴うコンクリートの力学的性質の低下と膨張量、内部ひび割れの進展との関係性を整理し、力学的性質の低下のメカニズムを実験的に検討した。その結果、ASR の膨張により生じた軸直角方向ひび割れが、载荷初期の荷重増加に伴い閉じることで载荷初期

に縦ひずみの増加が促進され、静弾性係数が低下すること、また载荷初期に増大した縦ひずみに追従し、荷重が小さい段階から横ひずみも大きくなることで圧縮強度が低下すると推察した。

また、内部拘束力により ASR ひび割れに異方性が生じ、そのひび割れの方向性が軸直角方向に卓越する場合には圧縮強度や静弾性係数の低下が大きくなる結果となった。この現象も、载荷初期の軸垂直方向のひび割れの閉合による縦ひずみの増大が引き起こしていると推察した。

また、ASR により損傷した実構造物を用いた実験では、静弾性係数の低下率から膨張量を推定する方法を示した。実務における ASR 劣化構造物の調査では、実構造物のコンクリートの膨張量を計測する手段は存在しない。本章で検討した、静弾性係数低下率を用いた膨張量の推定方法を用いることで、これまで知りえなかった実構造物の ASR による膨張量を、ある程度推定することが可能となると考える。

また、ASR により劣化した部材の性能低下を数値シミュレーションするための基礎的知見として、ASR の膨張に伴う圧縮強度や静弾性係数の低下のメカニズムを明らかにしたことは、今後数値シミュレーションの解析精度を向上させていくためには有用であると言える。

5.6.3 今後の課題

今後の課題は、内部ひび割れの観察結果から得られる情報を再度整理し、拘束力が働く際に現れるひび割れの異方性について、それが力学的性質に与える影響を検討することである。

例えばカナダで提案されている、ASR により損傷を受けたコンクリートの損傷度を評価する方法である **damage Rating Index** (以下、DRI 法) を参照にし、ひび割れの方向性のパラメータを追加するなど損傷評価の精度を向上させることである。DRI 法とは、双眼顕微鏡を用いて観察される骨材の割れやセメントペーストに発生するひび割れなどを区別し、重み係数を乗じて評価し、損傷評価指数 (DRI) を算出するものである。しかし、この DRI 法では、ひび割れ幅やひび割れの異方性などは評価の対象となっていない。

本研究で得られた結果では、これらひび割れ幅やその異方性も、力学的性能低下に大きな影響を及ぼすことが示された。ひび割れの異方性に関する情報も加味すれば、さらなる詳細な損傷評価を行うことができると思われる。またこのような方法が確立されれば、さらに高精度で ASR による膨張に伴う力学的性能の低下およびその損傷の評価を行うことが可能となると考える。

[参考文献]

- 5.1) アルカリ骨材反応対策小委員会報告書:コンクリートライブラリー124, 土木学会, 2005.8
- 5.2) コンクリート構造物の劣化実態の評価分析委員会 中間報告書:日本コンクリート工学会九州支部, pp.126-141, 2013
- 5.3) 性能規定に基づく ASR 制御型設計・維持管理シナリオに関するシンポジウム 委員会報告書:日本コンクリート工学会, pp.144-152, 2017
- 5.4) 三浦正嗣, 幸左賢二, 久利良夫, 川島恭志: ASR を生じた実構造物の長期的な損傷度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1023-1028, 2008.7
- 5.5) 性能規定に基づく ASR 制御型設計・維持管理シナリオに関する研究委員会報告書:日本コンクリート工学会, pp.134-152, 2017
- 5.6) 出水亨, 松田浩, 伊藤幸広, 木村嘉富: デジタル画像関連法を用いた撤去 PCT 桁橋の載荷試験時における変位, ひずみ, ひび割れ計測, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.1411-1416, 2012.7
- 5.7) 東原直, 久保善司, 上田隆雄, 野村倫一: 過大な ASR 劣化膨張にともなうコンクリートの力学的性能の変化, 土木学会第 61 回年次術講演会講演概要集, pp.127-128, 2006.9
- 5.8) 久保善司, 上田隆雄, 黒田保, 野村倫一: アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学的性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1633-1638, 2006.7
- 5.9) 溝渕真之, 山本大介, 濱田秀則, 佐川康貴: ASR を生じたコンクリートの損傷状態と力学的性質の関係に関する実験的検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 14 巻, pp.53-60, 2014.10
- 5.10) 寺本篤史, 五十嵐豪, 丸山一平: 硬化過程におけるモルタルの動弾性係数に及ぼす骨材量の影響に関する基礎的研究, セメント・コンクリート論文集, No.65, pp.132-139, 2011.3
- 5.11) 三木朋広, 宮川侑大: ASR が生じたコンクリートの弾性係数および圧縮破壊挙動の評価に関する実験的研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 14 巻, pp.45-52, 2014.10
- 5.12) 星野翔太郎, 三木朋広: ASR が生じたコンクリートの内部ひび割れが圧縮破壊挙動に与える影響に関する基礎的研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 15 巻, pp.517-522, 2015.11
- 5.13) 久保善司, 渡邊悠輔, 森寛晃, 小川彰一: ASR 膨張が内部コンクリートの強度特性に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1071-1076, 2008.7
- 5.14) 稲垣崇秀, 尾花祥隆, 石井豪, 鳥居和之: ASR 劣化 PC 梁供試体から採取したコアの力学的性質, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, 2009.7
- 5.15) 上田尚史, 中村光, 国枝稔, 前野裕文, 森下宣明, 浅井洋: コンクリート構造物における ASR 損傷と損傷後の構造性能の評価, 土木学会論文集 E2, Vol.67, No.1, pp.28-47, 2011.1
- 5.16) Tarek Uddin MOHAMMED, 濱田秀則, 山路徹: ASR が発生したコンクリートの特性および内部鉄筋ひずみとコンクリート表面ひずみの関係, 港湾空港技術研究所報告, Vol.42,

No.2, pp.133-153, 2003.1

- 5.17) 溝渕真之, 山本大介, 濱田秀則, 佐川康貴: ASR を生じたコンクリートにおける配筋条件と内部ひび割れパターンとの関係, 土木学会西部支部 平成 24 年度研究発表会, 講演概要集, V-06, 2013
- 5.18) 上田尚史, 澤部純浩, 中村光, 国枝稔: アルカリ骨材反応による RC 部材の膨張予測解析, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.4, 532-548, 2007.10
- 5.19) セメント協会コンクリート専門委員会報告 F-18 「硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験結果」および F-23 「同 (その 2)」
- 5.20) 膨張性骨材による構造物被害分析委員会 報告書: 日本コンクリート工学協会九州支部, 2006
- 5.21) 鍵本広之, 佐藤道生, 河村満紀: 2, 3 の異なるアルカリ反応性骨材を用いたモルタルの細孔溶液の限界 OH-イオン濃度, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.589-594, 2001
- 5.22) コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針-2013-: 日本コンクリート工学会, 2013

第6章 結論

6.1 本研究の結論

本研究では、コンクリート構造物の劣化診断技術のうち、小径コアを用いた圧縮強度推定法の高度化、硫酸劣化を受けた下水管渠の劣化診断、および ASR により膨張劣化したコンクリートの損傷評価について実験的に研究を行った。以下に各章で得られた結論を示す。

第1章では、本研究の背景として、我が国の社会情勢を鑑みた時、社会基盤構造物のライフサイクルマネジメントの適正化が重要であることが浮彫となる。これを遂行するためには克服すべき技術的課題が残されていることを示した。また、本研究では社会基盤構造物を構成する代表的な材料であるコンクリートに注目し、微破壊・非破壊で診断の技術的課題を解決し、劣化診断技術の精度を向上させることを目的とすることを示した。

第2章では、コンクリート構造物の劣化診断全般について既往の文献を辿り、今ある劣化診断技術の課題の抽出を行い、小径コアを用いた圧縮強度推定法、硫酸劣化を受けた下水管渠の診断の現状、および ASR により膨張劣化したコンクリートの診断について着目することを示した。またこれら3つの課題について既往の文献調査を行い、本研究で取り組む課題を整理した。

第3章では、小径コア法を用いたコンクリートの圧縮強度推定法の高度化について実験的検討を行った。本章で提案した小径コアの圧縮強度試験法では、粗骨材最大寸法が 20mm の場合、 $\phi 33\text{mm}$ の小径コアが最適であるとした。また、粗骨材最大寸法が 40mm のコンクリートは圧縮強度用供試体として小径コアには適さないとした。

なお、試験値の精度を信頼区間 95%以上で求めるには、両端面を研磨した後に摩擦なしの条件で載荷試験を行うこと、また必要な供試体数は 4 本～10 本であることを示した。この時得られる小径コアによる試験値は、 $\phi 100\text{mm}$ コアによる試験値と比べ 80～90%となる結果を得た。しかし、 $\phi 100\text{mm}$ コアと小径コアの圧縮強度試験時の破壊メカニズムは異なり、そのため得られる試験値も異なる。そのため、 $\phi 100\text{mm}$ コアの採取が可能であるならば、これによる圧縮試験の方が望ましいとした。

第4章では、38年間実環境下で硫酸劣化を受けたコンクリート製下水管渠を用いて、詳細な劣化調査を行うとともに、硫酸劣化を受けた下水管渠の劣化診断方法について実験的検討を行った。その結果、硫酸劣化を受けたコンクリートは、その表層から劣化が進行するものの、劣化部より以深のコンクリートは健全であることが確認された。これに基づき、残存する健全厚さから管渠の曲げ耐力を推定できること、また硫酸劣化は \sqrt{t} 側にに基づき進行すると仮定した上で、管渠の曲げ耐力に基づいた余寿命を算定できることを示した。また、この診断法に基づく管渠の劣化診断フローを示した。

第5章では、ASRにより膨張劣化したコンクリートに生じる内部ひび割れが力学的性能の低下に及ぼす影響について、実験的検討を行った。その結果、無筋コンクリートが膨張劣化した時に発生する内部ひび割れのうち、軸直角方向のひび割れが圧縮載荷時に閉じることで、圧縮強度や静弾性係数などが低下することを実験的に確認した。また拘束を受けるコンクリートにASRによる膨張劣化が生じた場合、発生する内部ひび割れに異方性が生じるが、圧縮強度や静弾性係数など力学的性質もひび割れの異方性の影響を受けること、その理由として軸直角方向の内部ひび割れが圧縮載荷時に閉じることが影響していることを実験的に確認した。また室内試験で確認された先の現象は、ASRにより損傷した実構造物から採取されたコア試料からも確認された。

また、室内試験でASR劣化を促した供試体の静弾性係数低下や応力-ひずみ曲線に見られる軟化状況と膨張量を参照データとして用い、実構造物ASR劣化コンクリートの膨張量推定がある程度可能であることを示した。

以上が、本研究で得られた知見である。第2章で先述した通り、我が国における現存公共構造物の安全確保と維持管理、および更新に係るライフサイクルコストの縮減や平準化は緊急の課題であり、そのためには社会基盤構造物の維持管理手法が、これまでの事後保全型維持管理から予防保全型維持管理へ転換される必要がある。また、予防保全型維持管理の効率を高めるためには既存構造物の的確な健全性診断が必要とされ、そのためには更なる高精度な診断技術の開発が急務であると言える。本研究の成果はその一助となると考える。

6.2 今後の研究の展望

本論文では、既設コンクリート構造物の健全性診断としての検査技術の高度化について、3つの個別課題について検討を行ってきた。各章末で記載したように、更なる診断精度の高度化のためには各課題ともに今後の課題が残されている。ここでは、コンクリート構造物のライフサイクルコストの最適化を目的とした、それぞれの課題に対する今後の研究の展望について述べる。

第3章では、小径コアを用いた圧縮強度推定法の高度化について述べた。この採取された小径コアを用いることで、圧縮強度のみならず中性化深さや塩分浸透深さおよび配合推定、また削孔された孔を利用した鉄筋の自然電位、分極抵抗、分極曲線など電気化学的診断も行うことが可能である。今後の課題として、これら複数の指標を用いた診断データを集積することで、構造物の全般的な診断精度を向上させていく必要があると考えられる。これらのデータベース化は効率的な予防保全型維持管理を促すことに資する。

第4章では、下水管渠の硫酸劣化に対する劣化診断方法について述べた。今後の課題としては、下水道施設の劣化診断プロセスのシステム化が重要となると思われる。現在下水道施設は下水道台帳を基に管理され、どの位置にどのような管渠が埋設されているか、各自治体によって管理されている。今後は、供用環境が硫酸劣化に及ぼす作用に基づく、予防保全的計画点検システムの構築が必要になると考えられる。このようなシステム化は下水道施設の維持管理費用の平準化にとって有益に働くと思われる。

第5章では、ASRにより膨張劣化したコンクリートの損傷評価について述べた。今後の課題としては、本論文で明らかにされたASRの膨張劣化機構を数値計算による構造性能評価へ適用し、部材としての性能低下評価や性能低下の将来予測の精度を向上させることと思われる。このことはASR劣化構造物の合理的維持管理へとつながり、ライフサイクルコストを最適化するための基礎技術になると思われる。

謝辞

本論文は、著者が九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻（平成 28 年に工学部技術部へ配置換え）で技術職員として勤務している間に行ってきた研究成果について取りまとめたものであります。

本論文をまとめる機会を与えていただき、研究に取り組む姿勢のみならず公私にわたるまで、終始懇切丁寧なご指導およびご助言を賜りました九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門の濱田秀則教授に、心から深甚なる感謝と御礼の意を表します。また、非常にご多忙の中、副査をお引き受け下さり、数多くのご指導、ご指摘、アドバイスを頂きました九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門の日野伸一教授、九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門の園田佳巨教授、九州大学大学院 人間環境学研究院 都市・建築学部門 小山智幸准教授に、心より感謝と御礼を申し上げます。

本論文における研究を遂行するにあたりまして、故・九州大学名誉教授 松下博通先生には、研究の意義、実験を行う上での心得からデータ分析における工学的な考察方法、研究に対する姿勢に至るまで、非常に多くのご指導、ご鞭撻を賜りました。松下先生のご指導のおかげで、学位申請論文をまとめることができました。心より感謝申し上げます。また、九州大学大学院 佐川康貴准教授には研究計画の立案から論文取りまとめに至るまで、非常に多くの的確なご指導、アドバイスを頂きました。心より感謝と御礼を申し上げます。

また、実験の実施に当たっては、元・九州大学技官 古賀源象氏に技術のご指導を頂きました。当時学生であった中富達生君、石田駿介君、廣光俊海君、溝渕真之君、成田一晃、ならびに在学中の阪井峻君には卒論・修論のテーマとして多くの協力を頂きました。その他にも九州大学工学部 建設材料システム工学研究室の卒業生、在学生をはじめ、建設都市工学コースの技術職員、事務スタッフの皆様にご協力を頂きました。また、SGC 下水道センターの関野様、港湾空港技術研究所の川端様にも研究遂行にあたりご助言やお気遣いを頂きました。皆様のご教示、ご協力、ご助言があつてこそ、本論文をまとめることができたと感じております。ここに謹んで心より感謝の意を表します。

研究活動費では、2010 年度に九州建設技術管理協会「建設技術研究開発助成」より、研究課題名；微破壊式手法による下水管渠の劣化診断法の開発として、2011 年度に九州建設技術管理協会「建設技術研究開発助成」より、研究課題名；小径コア採取による既存コンクリートの圧縮強度推定の高精度化として、2012-2013 年度に、日本学術振興会科学研究費若手 (B)、研究課題名：性能劣化に基づくコンクリート製下水道管渠の維持管理システムの構築に関する研究 (JSPS 科研費 JP15K18101) として、2015-2016 年度に、日本学術振興会科学研究費若手 (B)、研究課題名：ASR による材料劣化および鋼材拘束が PC 梁性能低下に及ぼす原因の要因解明について (JSPS 科研費 JP24760350) として、御支援を頂戴しました。ここに謝意を表します。

最後に、いつも変わらず支援し続けてくれた妻、いつも応援し続けてくれた父母、祖父母に感謝し、謝意と致します。

平成 30 年 2 月

山本大介