

非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の 品質検査に関する共同研究報告書(2)

IV 実構造物のコンクリート品質推定に関する実験

2004年3月

独立行政法人土木研究所
技術推進本部構造物マネジメント技術チーム

(社)日本非破壊検査協会
伊藤 藤 建設 (株)

(株)銭高組・前田建設工業(株)・日本国土開発(株)

戸田建設 (株)

Copyright © (2004) by P.W.R.I.

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

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

非破壊・局部破壊共同研究 名簿

試験方法	氏 名	所 属	参加期間
非破壊	日本 非破壊 検査 協会	富士 岳 RC特研幹事[(社)日本非破壊検査工業会]	02.4～
		池永 博威 RC特研主査[千葉工業大学建築学科]	02.4～
		太田 資郎 RC特研幹事[日本工営(株)社会環境エンジニアリング事業部]	02.4～03.5
		小林 幸一 RC特研幹事[(社)セメント協会・研究所ジオセメント研究グループ]	02.4～
		辻 正哲 RC特研幹事[東京理科大学理工学部土木工学科]	02.4～
		西山 直洋 RC特研幹事[西松建設(株)技術研究所建築技術課]	02.4～
		山口 哲夫 RC特研幹事[(株)東横エルメス]	02.4～
	超音波	山口 哲夫 前出(非破壊検査協会)	02.4～
		山口 達夫 (株)東横エルメス	02.4～
		奥 紀仁 (株)八洋コンサルタント技術センター	02.4～
	衝撃 弾性波	金井昭三郎 伊藤建設(株)技術研究所	02.4～03.3
		田中 茂 伊藤建設(株)技術研究所	03.4～
		境 颯 アプライドリサーチ(株)	02.4～
		岩野 聡史 伊藤建設(株)技術研究所	02.4～
	打音 法	歌川 紀之 佐藤工業(株)中央技術研究所土木研究グループ材料チーム	02.4～
		篠川 俊夫 佐藤工業(株)土木本部技術部門リニューアルグループ	02.4～03.3
		伴 享 佐藤工業(株)土木本部技術部門リニューアル・新技術グループ	02.4～
		北川 真也 佐藤工業(株)土木本部設計部門	02.4～
	電磁 磁性波	長岡 康之 (株)アミック	02.4～
		松本 章 (株)ジャスコ	02.4～
	電磁 波	前川 聡 応用地質(株)つくば技術開発センター	02.4～
		利岡 徹馬 応用地質(株)つくば技術開発センター	02.4～
		佐藤 信一 応用地質(株)つくば技術開発センター	02.4～
		斎藤 秀樹 応用地質(株)つくば技術開発センター	02.4～
		石井 武 日本無線(株)通信機器事業部通信技術二部測定器グループ	02.4～03.3
		飯田 洋志 日本無線(株)通信機器事業部通信技術二部測定器グループ	03.4～
		太田 資郎 前出(非破壊検査協会)	02.4～03.5
		青木 伸之 日本工営(株)社会環境エンジニアリング事業部LCマネジメント部	02.4～
		佐藤 次男 日本ヒルティ(株)技術部	02.4～
		小井戸純司 日本大学生産工学部電気工学科	02.4～
	赤外 線	船引 増雄 大成基礎設計(株)リニューアル事業部	02.4～03.8
		中野 剛 大成基礎設計(株)リニューアル事業部	03.9～

試験方法	氏 名	所 属	参加期間
局部破壊	小径 コア	野永 健二 (株)銭高組土木事業本部土木本部技術部	02.4～
		渡部 正 前田建設工業(株)技術研究所技術開発土木グループ	02.4～
		佐原 晴也 日本国土開発(株)技術研究所コンクリート研究室	02.4～
		佐藤 文則 前田建設工業(株)技術研究所技術開発土木グループ	02.4～
		若林信太郎 (株)銭高組技術本部技術研究所	02.4～
	超 小径 コア	池永 博威 前出(非破壊検査協会)	02.4～
		古屋 陽一 千葉工業大学建築学専攻学科	02.4～
		太田 資郎 前出(非破壊検査協会)	02.4～03.5
		青木 伸之 日本工営(株)社会環境エンジニアリング事業部LCマネジメント部	02.4～
		岸見 淳平 日本工営(株)社会環境エンジニアリング事業部LCマネジメント部	02.4～
	ボス 供 試 体	多田 幸司 戸田建設(株)土木工事技術部	02.4～
		篠崎 徹 戸田建設(株)技術研究所	02.4～
		田中 徹 戸田建設(株)土木工事技術部技術課	02.4～03.3
		沖田 佳隆 戸田建設(株)土木工事技術部技術課	02.4～
		土田 克美 戸田建設(株)土木工事技術部技術課	02.4～
		袴谷 秀幸 戸田建設(株)技術研究所	02.4～
	土 木 研 究 所	河野 広隆 (独)土木研究所構造物マネジメント技術	02.4～
		森濱 和正 (独)土木研究所構造物マネジメント技術	02.4～
		片平 博 (独)土木研究所構造物マネジメント技術	02.4～
		久田 真 (独)土木研究所構造物マネジメント技術	02.4～
		古賀 裕久 (独)土木研究所構造物マネジメント技術	02.4～
		野田 一弘 (独)土木研究所構造物マネジメント技術(八千代エンジニアリング(株))	02.4～03.3
		田中 秀治 (独)土木研究所構造物マネジメント技術(株)ウエスコ	02.4～
		山口順一郎 (独)土木研究所構造物マネジメント技術(株)構造技術センター	03.4～
		北山 良 (独)土木研究所構造物マネジメント技術(株)日本ピーエス	03.4～

非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の 品質検査に関する共同研究報告書(2)

IV 実構造物のコンクリート品質推定に関する実験

(独)土木研究所技術推進本部構造物マネジメント技術チーム	主任研究員	森濱	和正
	主任研究員	片平	博
	交流研究員	野田	一弘
	交流研究員	田中	秀治
(社)日本非破壊検査協会 伊藤建設(株) (株)銭高組 前田建設工業(株) 日本国土開発(株) 戸田建設(株)		岩野	聡史
		野永	健二
		渡部	正
		佐原	晴也
		篠崎	徹
		土田	克美
		袴谷	秀幸

要 旨

鉄筋コンクリート構造物を非破壊試験によって直接検査できる方法の確立をめざして、共同研究を行なっている。

本報告書は、実構造物による実験を行なった結果をとりまとめたものである。

キーワード：鉄筋コンクリート構造物、竣工検査、維持管理、非破壊試験、局部破壊試験、
コンクリート強度、緻密性、内部欠陥、かぶり厚さ、部材厚さ

非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(2)

Ⅳ 実構造物のコンクリート品質推定に関する実験

目 次

1 章 実験目的	IV.1-1
2 章 実験概要	IV.2-1
2. 1 構造物の種類	IV.2-1
2. 2 実験方法	IV.2-4
2. 3 円柱供試体の音速および圧縮強度試験結果	IV.2-4
2. 4 コアの音速、強度、吸水率試験結果	IV.2-5
3 章 超音波法	IV.3-1
3. 1 実験目的	IV.3-1
3. 2 強度、緻密性の推定、評価に必要な構造物のコンクリート品質	IV.3-1
3. 3 構造物 A	IV.3-2
3.3.1 音速分布の解析結果	IV.3-2
3.3.2 圧縮強度の推定結果	IV.3-2
3.3.3 表層の緻密性の評価	IV.3-2
3. 4 構造物 B	IV.3-3
3.4.1 音速分布の解析結果	IV.3-3
3.4.2 圧縮強度の推定結果	IV.3-3
3.4.3 表層の緻密性の評価	IV.3-4
3. 5 構造物 C	IV.3-4
3.5.1 音速分布の解析結果	IV.3-4
3.5.2 圧縮強度の推定結果	IV.3-4
3.5.3 表層の緻密性の評価	IV.3-5
3. 6 構造物 D	IV.3-5
3.6.1 音速分布の解析結果	IV.3-5
3.6.2 圧縮強度の推定結果	IV.3-5
3. 7 強度推定、緻密性のまとめ	IV.3-6
4 章 衝撃弾性波法	IV.4-1
4. 1 衝撃弾性波法による圧縮強度の測定実験	IV.4-1
4.1.1 実験概要	IV.4-1
4.1.2 円柱供試体での換算式の検証実験	IV.4-1
4.1.3 実構造物での圧縮強度測定実験	IV.4-1
4.1.4 ま と め	IV.4-2

4. 2	衝撃弾性波法による内部不連続面の探査	IV.4-2
4.2.1	測定方法	IV.4-2
4.2.2	測定結果	IV.4-3
4.2.3	考察及びまとめ	IV.4-5
5 章	電磁波レーダ B 法	IV.5-1
5. 1	実験目的	IV.5-1
5. 2	実験概要	IV.5-1
5. 3	実験結果	IV.5-2
5.3.1	実構造物の比誘電率	IV.5-2
5.3.2	非破壊による比誘電率の推定方法	IV.5-2
5. 4	ま と め	IV.5-3
6 章	小径コア法	IV.6-1
6. 1	実験目的	IV.6-1
6. 2	実験概要	IV.6-1
6.2.1	小径コア法	IV.6-1
6.2.2	コア採取構造物	IV.6-1
6.2.3	コア採取および強度試験	IV.6-2
6. 3	強度試験結果および考察	IV.6-2
6.3.1	実構造物における $\phi 100\text{mm}$ コア強度と小径コア強度の関係	IV.6-2
6.3.2	実構造物における小径コア強度のばらつき	IV.6-3
6. 4	ま と め	IV.6-4
7 章	ボス供試体	IV.7-1
7. 1	はじめに	IV.7-1
7. 2	実験概要	IV.7-1
7.2.1	実験方法	IV.7-1
7.2.2	実験項目	IV.7-1
7.2.3	適用構造物とボス供試体およびコア供試体の採取位置	IV.7-2
7. 3	実験結果および考察	IV.7-3
7.3.1	構造物 B	IV.7-3
7.3.2	構造物 C	IV.7-3
7. 4	ま と め	IV.7-4

第 IV 部

実構造物のコンクリート品質推定に関する実験

1 章 実験目的

実構造物で実験を行う主目的は、現場での適用性の確認である。

また、供試体実験ではデータを得ることが極めて難しい、コンクリートの練混ぜバッチ間のばらつきや、ロット（1 検査あたりの対象範囲）ごとのデータを得ることにより、検査の判定基準の基礎データを得ようとするものである。

本報告書は、初年度に現場で実構造物を対象に行なった実験でもあり、現在の技術レベルを把握し、供試体実験（共同研究報告書(1)）と合わせて各試験方法の問題点や現場への適用性に関する問題点を把握することが重要な目的である。

さらには、本研究では、維持管理にも役立つ検査方法を目指しており、本来、新設時（初期値）に対して経時的な劣化の把握が可能かを確認すべきところである。しかし、経時的な劣化には長期間を要するので、長年供用状態にある既設の構造物も調査対象とした。

本報告書で対象とした試験方法は、技術的に比較的測定方法が確立されていると考えられる方法である。実験に用いた試験方法と測定項目は、非破壊試験では超音波法による強度、緻密性の推定、衝撃弾性波法では強度、部材厚さの推定、内部欠陥の検出、電磁波レーダ法による鉄筋位置、かぶり厚さの測定である。局部破壊試験では、小径コア、ボス供試体による強度試験である。

実験したのは 4 構造物であり、3 構造物は新設、1 構造物は既設構造物である。

なお、本報告書では実験に用いた構造物と実験結果の概要を記述し、詳細な内容、実験データなどは巻末の CD-R に収録してある。

2 章 実験概要

2. 1 構造物の種類

実験の対象とした構造物は、新設構造物は表-Ⅳ. 2. 1. 1 の 3 構造物、既設構造物は表-Ⅳ. 2. 1. 2 の 1 構造物である。

構造物の形状・寸法は、図-Ⅳ. 2. 1. 1～Ⅳ. 2. 1. 4 のとおりである。構造物 A は、1 基の幅が 15m であり、それが 13 基ある。そのうち、測定したのは 5 基（4、6、7、11、13 番）であり、測定時の材齢は 7 番がほぼ 4 週に対し、11、13 番がほぼ 4 週以前、4、6 番が 4 週以後である。

新設構造物のコンクリートの配合は表-Ⅳ. 2. 1. 3 のとおりである。

表-Ⅳ. 2. 1. 1 新設構造物の概要

名称	構造物	幅*高さ*奥行	調査面	調査位置・箇所数
A	擁壁	底版	15.0*(1.2～1.0)* (2.5 or 2.0)m	打設面
		壁	厚さ500mm	側面
B	橋台	底版	15.4*1.6*8.0m	側面
				打設面
C	橋台	底版	9.5*1.9*7.0m	背面
				前面
		壁	9.5*4.7*1.0m	背面

表-Ⅳ. 2. 1. 2 既設構造物 D(トンネル)の概要

建設年次	1963(S38)年
断面寸法	幅員 7m、高さ 5.9m
覆工厚	40、60、80cm
覆工材料	コンクリート
	設計強度 18N/mm ² (180kg/cm ²)

表-Ⅳ. 2. 1. 3 新設構造物のコンクリート配合

名称	セメントの種類	呼び強度	粗骨材最大寸法(mm)	スランプ(cm)	空気量(%)	水セメント比(%)	細骨材率(%)	単位量 (kg/m ³)					
								水	セメント	粗骨材	細骨材	混和剤	
												AE減水	AE
A	高炉B種	24	40	8	4.5	47.4	39.2	144	304	1138	723	0.121	—
B	普通ポルト	24	25	8	4.5	53.1	44.9	159	300	1031	813	4.2	—
C	高炉B種	24	20	8	4.5	52.6	46.7	162	308	1033	827	4.03	2.37

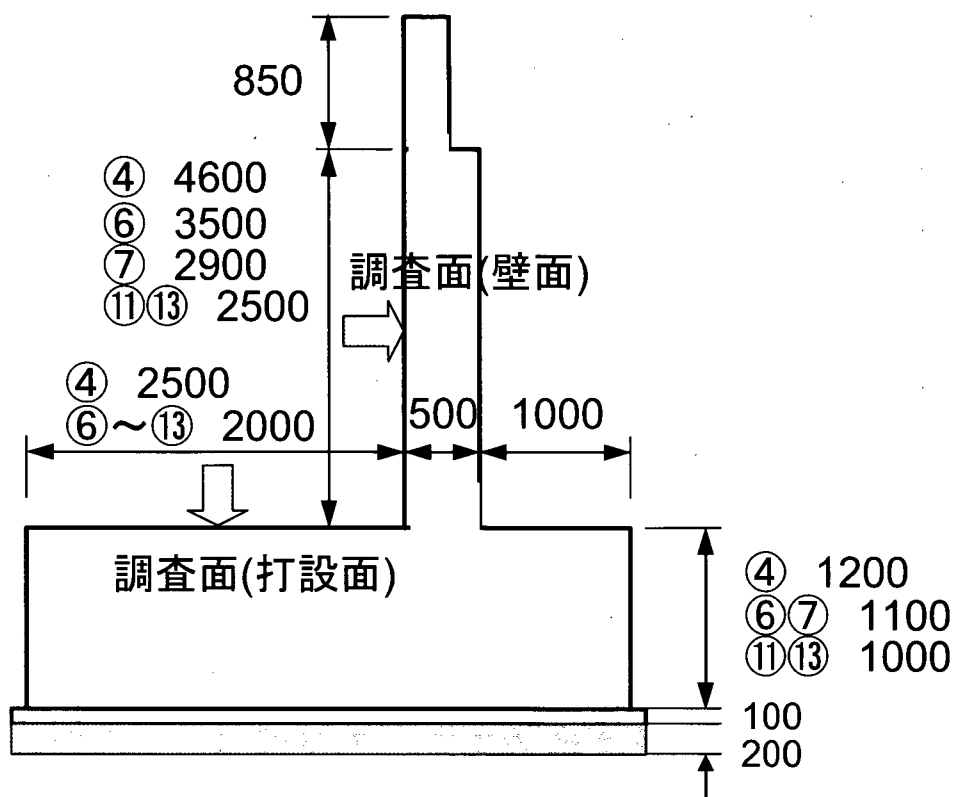


図-IV. 2. 1. 1 構造物 A の形状・寸法

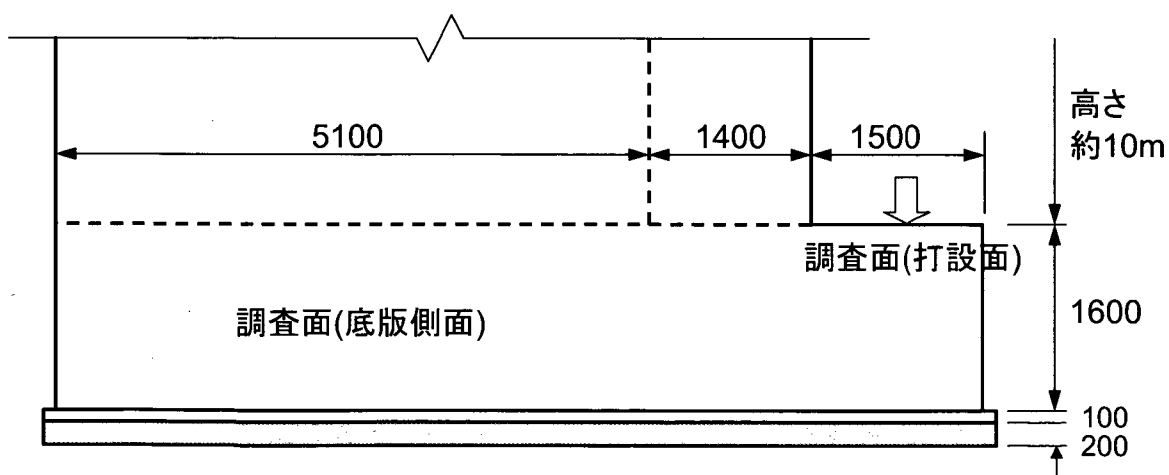


図-IV. 2. 1. 2 構造物 B の形状・寸法

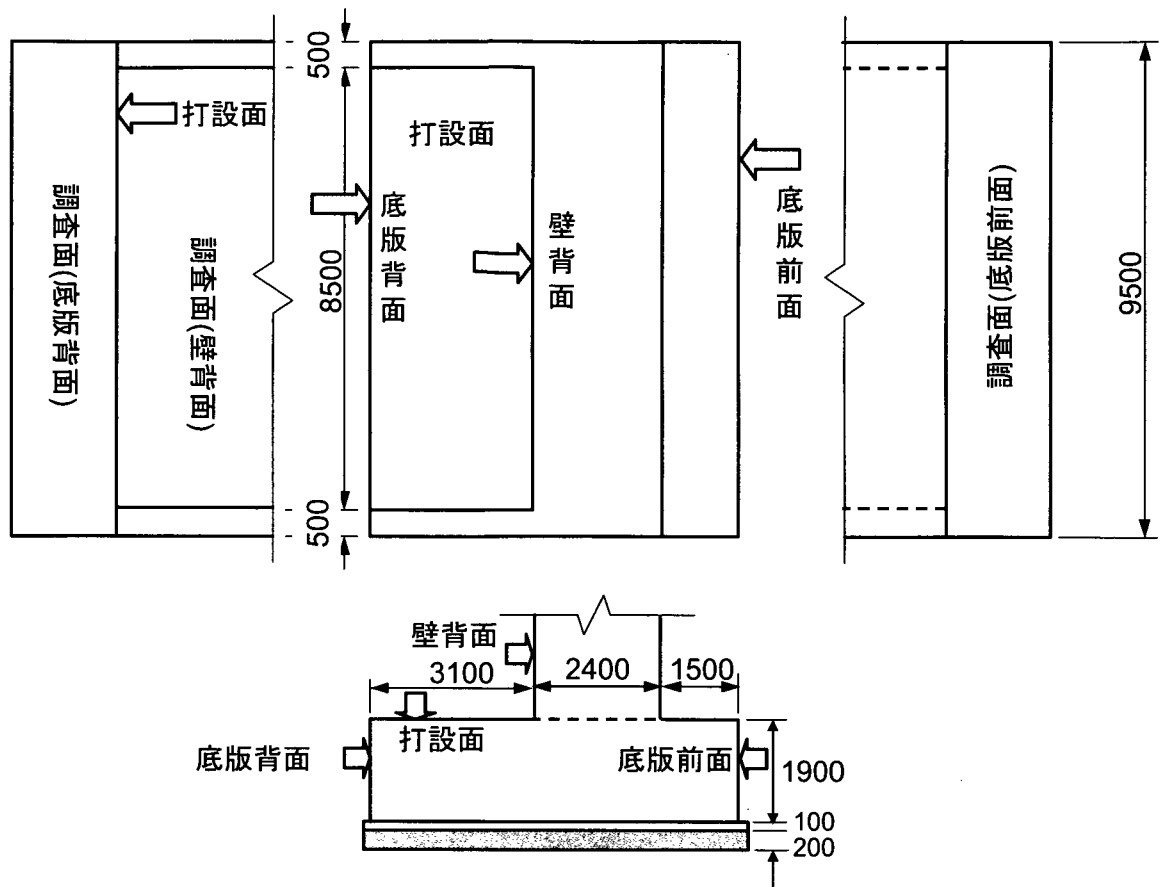


図-IV.2.1.3 構造物Cの形状・寸法

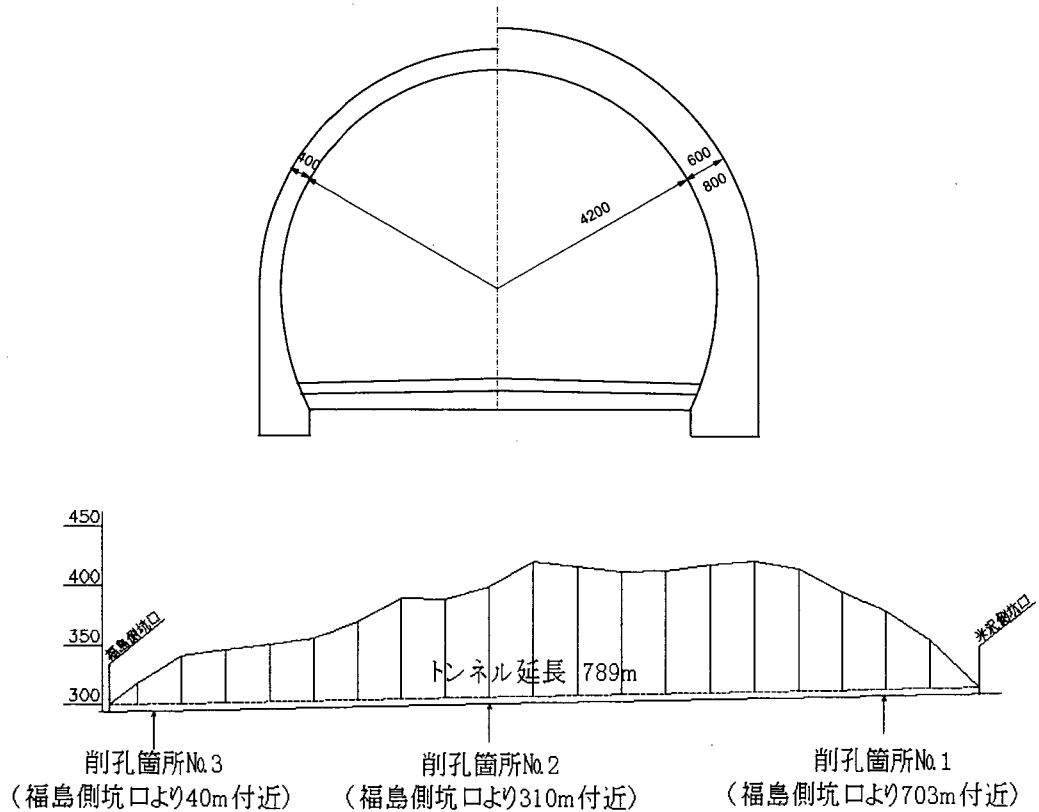


図-IV.2.1.4 構造物Dの形状・寸法

2. 2 実験方法

測定は、最初に電磁波レーダまたは電磁誘導で鋼材の位置を確認し、超音波、衝撃弾性波の測定位置、コアの採取位置を決めた。測定した試験方法と測定項目は以下のとおりである。

超音波法は、表層の緻密性、コンクリートの強度推定を行なった。

衝撃弾性波法は、コンクリート強度の推定、内部欠陥（打継面不良）の検出、部材厚さの測定を行なった。

小径コア法は、コンクリートの強度、密度、吸水率、既設構造物については中性化も測定した。

ボス供試体は、コンクリート強度である。

比較用として標準コア（ $\phi 100\text{mm}$ ）を採取し、強度と、表層の緻密性の評価のため吸水率を測定した。

新設構造物のコンクリート打設時には、測定位置付近を打設しているとき、コンクリートを採取し、スランプ、空気量の測定、圧縮強度試験用の円柱供試体を作製した。

2. 3 円柱供試体の音速および圧縮強度試験結果

円柱供試体の音速および圧縮強度試験結果は次のとおりである。

構造物 A の封かん養生した円柱供試体の強度試験および音速測定結果は図-IV. 2. 3. 1 および 2、構造物 B は図-IV. 2. 3. 3 および 4、構造物 C は図-IV. 2. 3. 5 および 6 のとおりである。

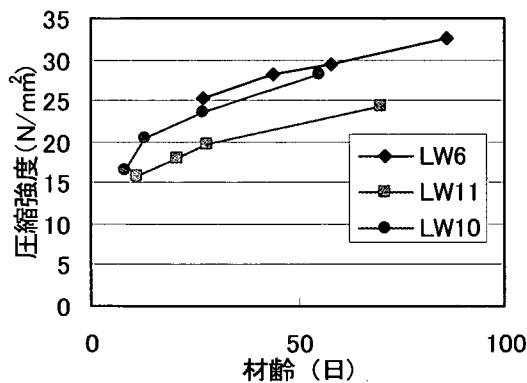


図-IV. 2. 3. 1 材齢と強度の関係(構造物 A)

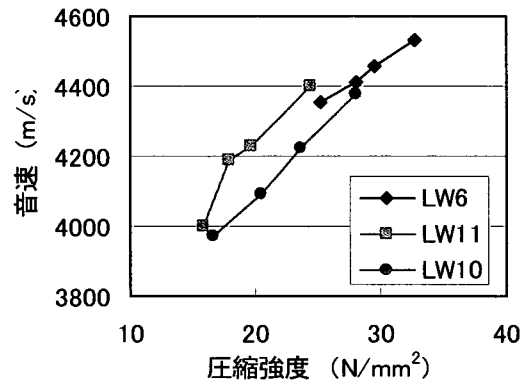


図-IV. 2. 3. 2 強度と音速の関係(構造物 A)

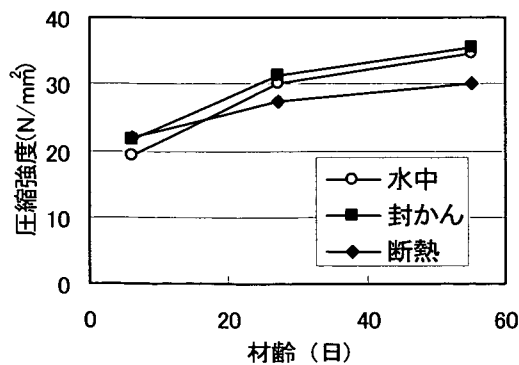


図-IV. 2. 3. 3 材齢と強度の関係(構造物 B)

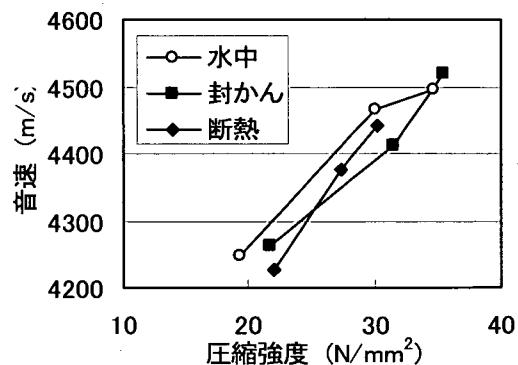


図-IV. 2. 3. 4 強度と音速の関係(構造物 B)

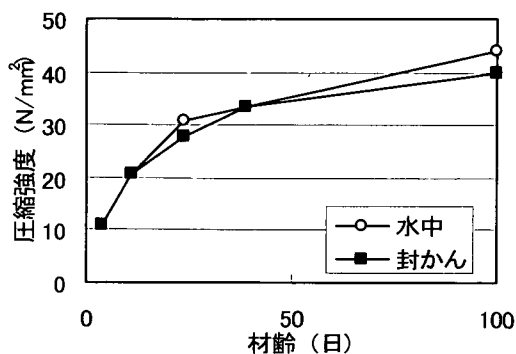


図-IV. 2. 3. 5 材齢と強度の関係(構造物 C)

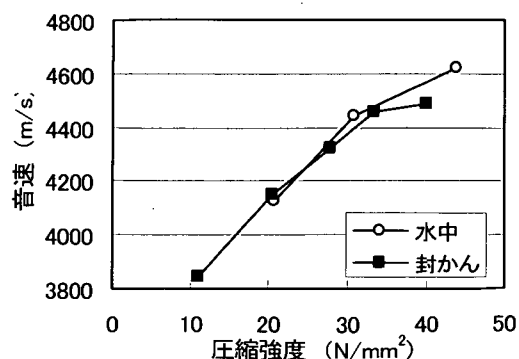


図-IV. 2. 3. 6 強度と音速の関係(構造物 C)

2. 4 コアの音速、強度、吸水率試験結果

標準コアの音速および圧縮強度試験結果、吸水率の測定結果は以下のとおりである。

構造物 A の強度試験結果を表-IV. 2. 4. 1、半径方向の透過音速測定結果を図-IV. 2. 4. 1 に、吸水率測定結果を図-IV. 2. 4. 2 に示す。

表-IV. 2. 4. 1 コア強度試験結果(構造物 A)

擁壁	標準コア			小径コア	
	表面からの位置 (mm)	密度 g/cm ³	圧縮強度 N/mm ²	表面からの位置 (mm)	圧縮強度 N/mm ²
LW4	100-300	2.28	31.5	0-100	27.6
LW6		2.35	36.8		36.0
LW7		2.31	34.4		28.7
LW11		2.32	29.7		24.1
LW13		2.29	26.0		20.3

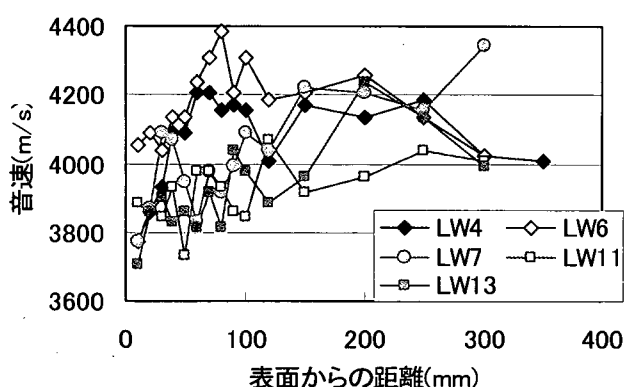


図-IV. 2. 4. 1 半径方向の透過音速測定結果(構造物 A)

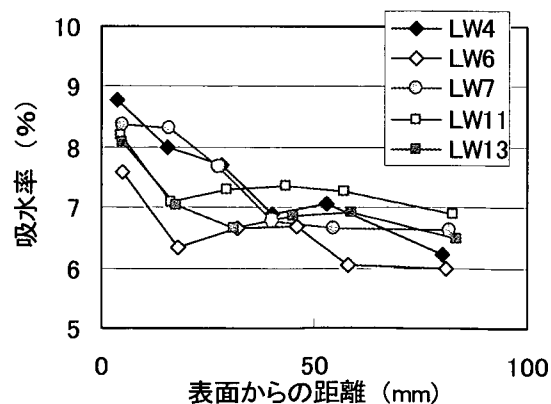


図-IV. 2. 4. 2 吸水率測定結果(構造物 A)

同様に、構造物 B の強度試験結果を表-IV. 2. 4. 2、半径方向の透過音速測定結果を図-IV. 2. 4. 3 に、吸水率測定結果を図-IV. 2. 4. 4 に、構造物 C は表-IV. 2. 4. 3、図-IV. 2. 4. 5、図-IV. 2. 4. 6 に示す。

表-IV. 2. 4. 2 コア強度試験結果(構造物 B)

採取位置	左	右	平均	標準偏差	変動係数
上	27.8	32.3	30.9	3.1	9.9 %
中	27.2	33.8			
下	35.2	28.9			

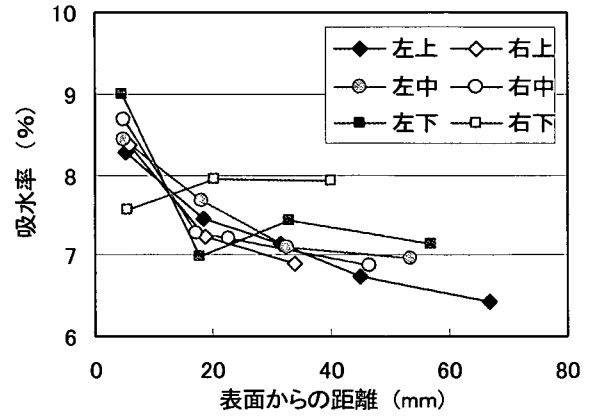
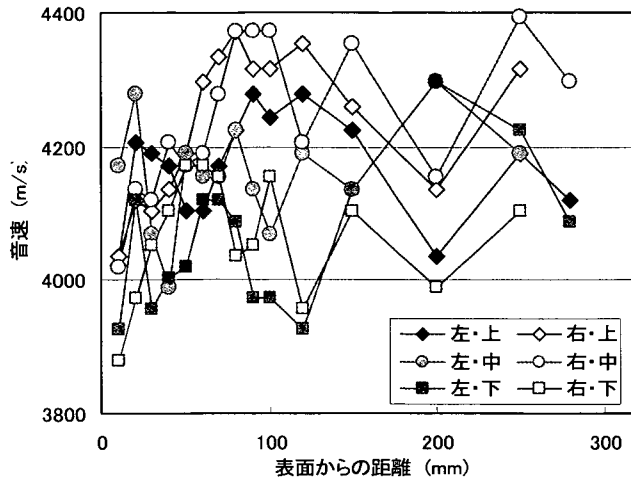


図-IV. 2. 4. 3 半径方向の透過音速測定結果(構造物 B)

図-IV. 2. 4. 4 吸水率測定結果(構造物 B)

表-IV. 2. 4. 3 コア強度試験結果(構造物 C)

		フーチング側面			打設面	壁側面	
材齢		35日				材齢	11日
採取位置		円柱	標準コア	小径コア	小径コア	採取位置	小径コア
		3本平均	1本	2~3個平均	3個平均		2~3個平均
FA	上	29.8	32.7	31.2	34.6	上	WA 26.0
	中	27.9	35.0	36.7	30.5		WB 25.5
	下	33.3	36.0	37.9	32.5		WC 22.2
FB	上	27.9	35.9	32.8		下	WA 29.4
	中	27.9	33.4	38.6			WB 32.6
	下	—	37.9	39.6			WC 30.0
FC	上	30.0	30.7	29.5			
	中	31.5	38.4	33.5		上の平均	
	下	28.9	37.9	35.8		下の平均	
平均		29.7	35.3	35.1	32.5		
標準偏差		1.82	2.49	3.30	1.67		
変動係数		6.2	7.0	9.4	5.1		

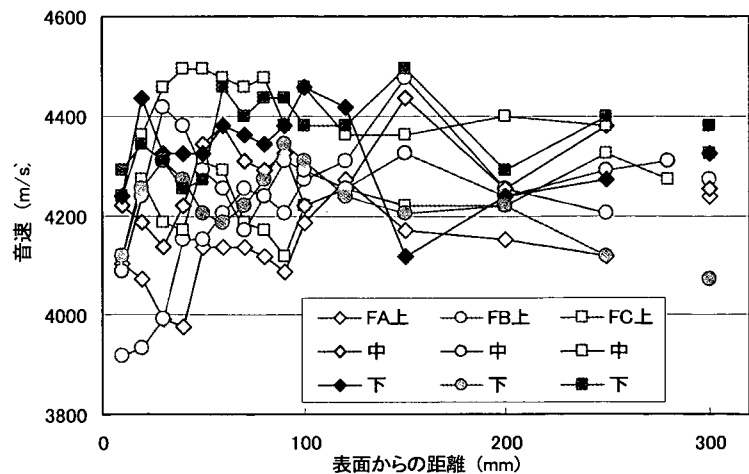


図-IV. 2. 4. 5 半径方向の透過音速測定結果(構造物 C)

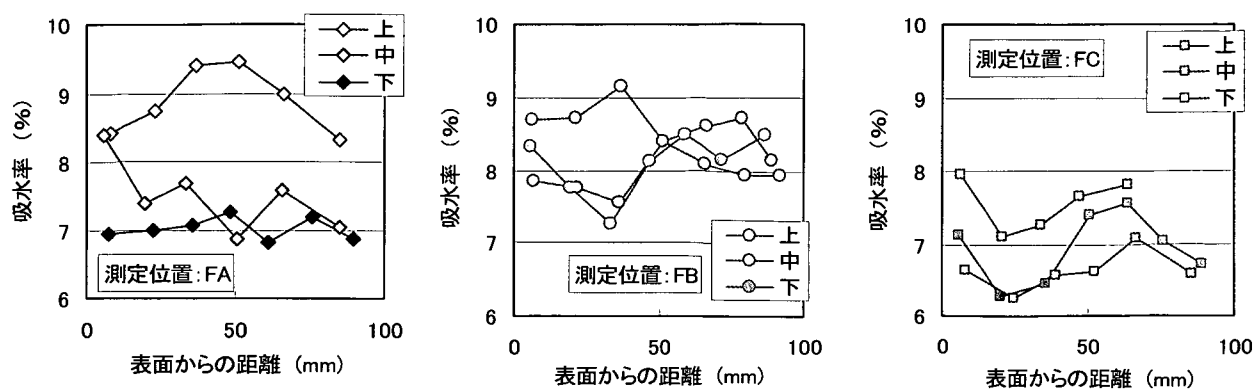


図-IV.2.4.6 吸水率測定結果
(構造物 C)

構造物 D の強度試験結果を表-IV.2.4.4、半径方向の透過音速測定結果を図-IV.2.4.7 に示す。

表-IV.2.4.4 コア強度試験結果(構造物 D)

測定位置	圧縮強度(N/mm ²)	
	小径コア	標準コア
No.1	22.6	18.6
No.2	19.1	16.7
No.3	32.4	40.3

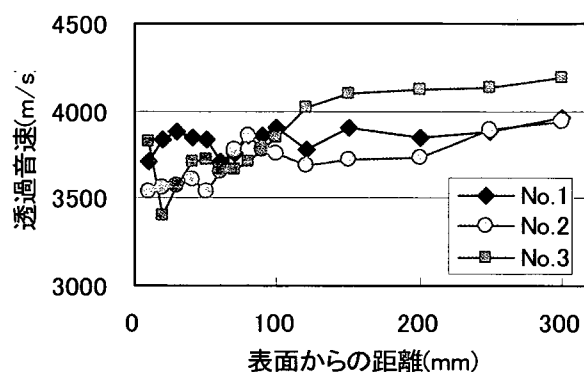


図-IV.2.4.7 半径方向の透過音速測定結果(構造物 D)

3 章 超音波法

3. 1 実験目的

超音波を用い、表面走査法により同一平面内に探触子を配置し、コンクリート内部の音速分布を推定し、その音速分布からコンクリートの強度、表層の緻密性を推定する方法を検討している。供試体を用いた実験ではほぼ推定可能であることを確認している。実際の構造物にも適用可能かを確認するための実験を行なった。

3. 2 強度、緻密性の推定、評価に必要な構造物のコンクリート品質

表面走査法の結果からコンクリート内部の音速分布を推定した結果と実際の内部の音速を比較するために、コアの半径方向の透過音速を用いた。比較に 2.4 節の結果を用いた。

内部音速から強度を推定するためには、コンクリート打設時に作製した円柱供試体の封かん養生した圧縮強度と音速の関係が必要であり、28 日強度に補正するために圧縮強度と材齢の関係が必要である。それらの結果は 2.3 節にある。

圧縮強度 f_c と音速 V の関係を指数関数によって回帰すると次のようになった。

$$\text{構造物 A} \quad f_c = 0.119e^{0.00123V} \quad (r=0.941) \quad (\text{IV.3.2.1})$$

$$\text{構造物 B} \quad f_c = 0.00571e^{0.00194V} \quad (r=0.981) \quad (\text{IV.3.2.2})$$

$$\text{構造物 C} \quad f_c = 0.00857e^{0.00186V} \quad (r=0.996) \quad (\text{IV.3.2.3})$$

材齢と圧縮強度の関係から式(2)の係数 α 、 β を求めると表-IV.3.2.1 のようになった。封かん養生は 3 構造物とも α は 7 台、 β は 0.7 台であり、平均すると $\alpha=7.3$ 、 $\beta=0.74$ となった。

強度推定結果の比較にはコアの強度結果を、表層の音速分布と緻密性の関係をコアの吸水率で比較した。これらの結果は 2.4 節にある。

表-IV.3.2.1 係数 α 、 β

名称	採取位置		養生方法	α	β
A	6番		封かん	8.95	0.680
	10番			6.64	0.763
	11番			5.67	0.798
	3回合せ			7.02	0.749
B	中	右	封かん	7.65	0.727
			水中	4.85	0.827
			簡易断熱	2.28	0.919
C	FA	中	封かん	7.20	0.743
3構造物平均			封かん	7.29	0.740

3. 3 構造物 A

3.3.1 音速分布の解析結果

内部の音速分布を解析した結果とコアの半径方向の透過音速の比較は図-IV. 3. 3. 1 のとおり、表層の音速が変化している部分は両者がほぼ一致している。また、推定した内部音速は、コアの透過音速の最大値とほぼ一致しており、音速推定方法はほぼ妥当と考えられる。

3.3.2 圧縮強度の推定結果

強度を推定し材齢補正した結果が表-IV. 3. 3. 1 および図-IV. 3. 3. 2 である。

表-IV. 3. 3. 1 材齢補正した推定強度とコア強度

	標準コア N/mm ²	小径コア N/mm ²	推定強度 N/mm ²
LW4	27.9	26.2	24.6
LW6	33.5	32.8	26.7
LW7	28.5	23.8	22.2
LW11	30.0	24.3	22.2
LW13	28.7	22.4	29.3

表-IV. 3. 3. 2 の(a)に推定強度とコア強度の標準偏差と変動係数、(b)にコア強度に対する推定強度の比(強度比)を求め、強度比の標準偏差、変動係数を求めた。(b)の強度比を見ると、標準コアとの強度比は、変動係数は小さいが、平均値も小さい。一方、小径コアとの強度比は、変動係数はやや大きいものの、平均はほぼ一致している。

3.3.3 表層の緻密性の評価

音速分布と吸水率の関係を図-IV. 3. 3. 3 に示す。音速の遅いほうは表層であり、表面に近いほど音速は遅く吸水率は大きくなっており、音速分布は表層の緻密性と何らかの関係があることを示している。

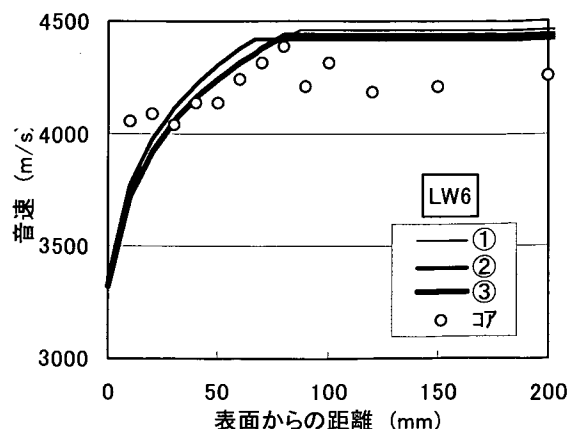


図-IV. 3. 4. 1 音速分布の解析結果とコアの透過音速の比較

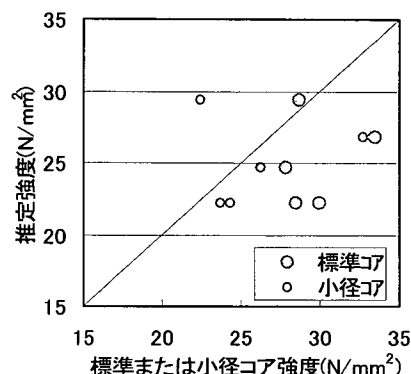


図-IV. 3. 3. 2 推定強度とコア強度の比較

表-IV. 3. 3. 2 推定強度のばらつき

(a)材齢補正

	回数	平均 N/mm ²	標準偏差 N/mm ²	変動係数 %
推定強度	5	25.0	2.73	10.9
標準コア		29.7	2.00	6.7
小径コア		25.9	3.63	14.0

(b)強度比

	回数	平均	標準偏差	変動係数
標準コア	5	0.844	0.100	11.8
小径コア		0.982	0.169	17.2

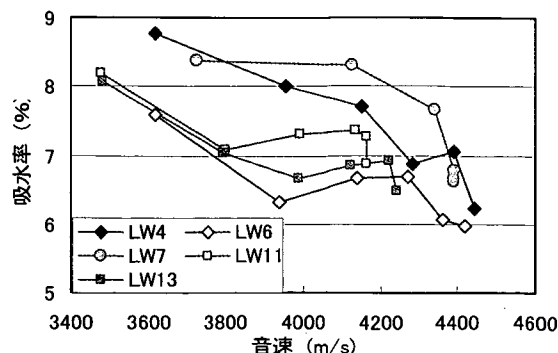


図-IV. 3. 3. 3 音速分布と吸水率の関係

3. 4 構造物B

3.4.1 音速分布の解析結果

内部の音速分布を解析した結果は図-IV.3.5.1 のとおりである。比較のために図中にコアの半径方向の透過音速も示している。推定した音速分布とコアの透過音速を比較すると、表層の音速が変化している部分は両者がほぼ一致している。また、推定した内部音速は、コアの透過音速の最大値とほぼ一致しており、音速推定方法はほぼ妥当と考えられる。

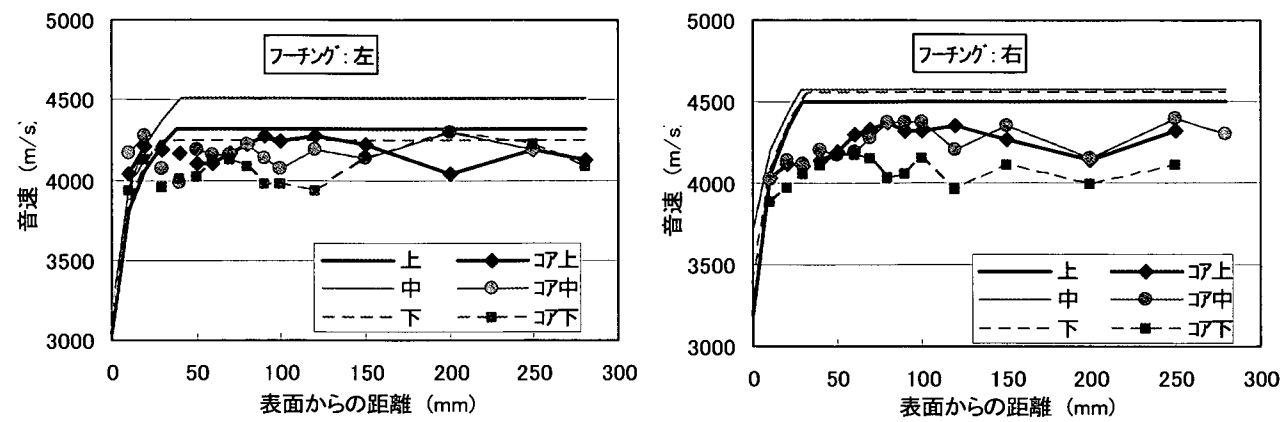


図-IV.3.5.1 音速分布の解析結果とコアの透過音速の比較

3.4.2 圧縮強度の推定結果

強度を推定し材齢補正した結果が表-IV.3.4.1 である。材齢補正した推定強度とコア強度を比較したのが図-IV.3.4.2 である。

表-IV.3.4.1 材齢補正した推定強度とコア強度

		標準コア N/mm ²	小径コア N/mm ²	推定強度 N/mm ²
左	上	27.3	32.4	24.8
	中	26.7	33.6	36.2
	下	34.6	29.2	21.5
右	上	31.8	35.2	35.0
	中	33.2	37.6	40.5
	下	28.4	36.1	38.8
打設面		27.7	27.7	34.4

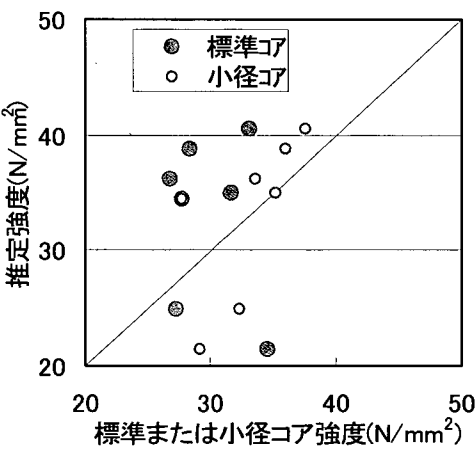


図-IV.3.4.2 推定強度とコア強度の比較

表-IV.3.4.2 の(a)に推定強度とコア強度の標準偏差と変動係数、(b)にコア強度に対する推定強度の比(強度比)を求め、強度比の標準偏差、変動係数を求めた。(b)の強度比を見ると、標準コアとの強度比は、変動係数は小さいが、平均値も小さい。一方、小径コアとの強度比は、変動係数はやや大きいものの、平均はほぼ一致している。

表-IV.3.4.2 推定強度のばらつき

(a)材齢補正

	回数	平均 N/mm ²	標準偏差 N/mm ²	変動係数 %
推定強度	7	34.1	6.82	20.0
標準コア	6	30.4	3.01	9.9
小径コア	7	33.1	3.34	10.1

(b)強度比

	回数	平均	標準偏差	変動係数
標準コア	6	1.129	0.271	24.0
小径コア	7	1.026	0.175	17.0

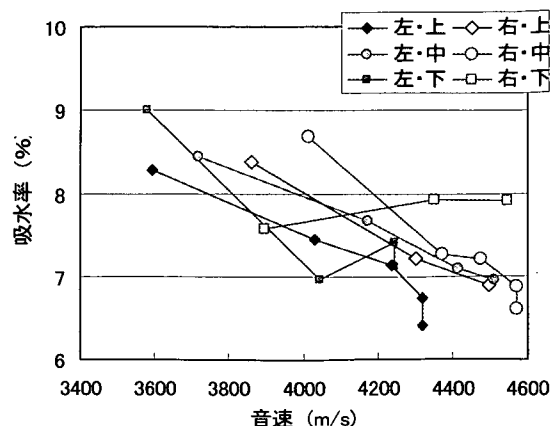


図-IV.3.4.3 音速分布と吸水率の関係

3.4.3 表層の緻密性の評価

音速分布と吸水率の関係を図-IV.3.4.3 に示す。音速の遅いほうは表層であり、表面に近いほど音速は遅く吸水率は大きくなっており、音速分布は表層の緻密性と何らかの関係があることを示している。

3.5 構造物C

3.5.1 音速分布の解析結果

内部の音速分布を解析した結果は図-IV.3.5.1 のとおりである。比較のために図中にコアの半径方向の透過音速も示している。推定した音速分布とコアの透過音速を比較すると、表層の音速が変化している部分は両者がほぼ一致している。また、推定した内部音速は、コアの透過音速の最大値とほぼ一致しており、音速推定方法はほぼ妥当と考えられる。

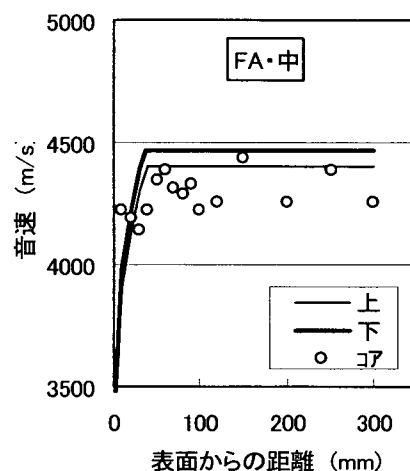


図-IV.3.5.1 音速分布の解析結果
とコアの透過音速の比較

3.5.2 圧縮強度の推定結果

強度を推定した結果は表-IV.3.5.1 である。材齢補正した推定強度とコア強度を比較したのが図-IV.3.5.2 である。

表-IV.3.5.2 の(a)に推定強度とコア強度の標準偏差と変動係数、(b)にコア強度に対する推定強度の比(強度比)を求め、強度比の標準偏差、変動係数を求めた。(b)の強度比を見ると、標準コアとの強度比は、変動係数は小さいが、平均値も小さい。一方、小径コアとの強度比は、変動係数はやや大きいものの、平均はほぼ一致している。この結果は、報告書(1)のL型供試体の結果とも一致している。

表-IV.3.5.1 材齢補正した推定強度
とコア強度

		標準コア N/mm ²	小径コア N/mm ²	推定強度 N/mm ²
FA	上	31.4	30.0	27.0
	中	33.6	35.3	33.7
	下	34.6	36.4	42.4
FB	上	34.5	31.5	27.6
	中	32.1	37.1	39.6
	下	36.4	38.1	33.0
FC	上	29.5	28.4	30.1
	中	36.9	32.2	42.7
	下	36.4	34.4	42.8
FD		31.3	31.3	33.7
壁	上	33.1	33.1	27.1
	下	41.3	41.3	36.8

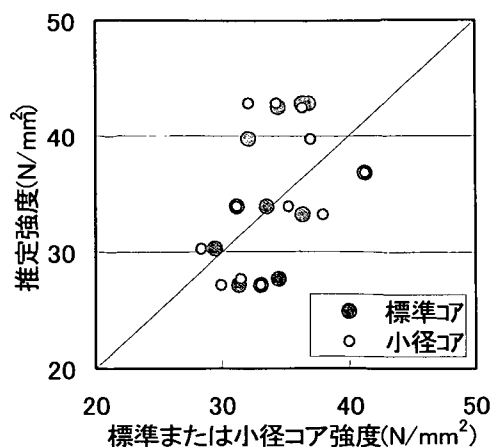


図-IV. 3. 5. 2 推定強度とコア強度の比較

3. 5. 3 表層の緻密性の評価

音速分布と吸水率の関係を図-IV. 3. 5. 3 に示す。音速の遅いほうは表層であり、表面に近いほど音速は遅く吸水率は大きくなっており、音速分布は表層の緻密性と何らかの関係があることを示している。

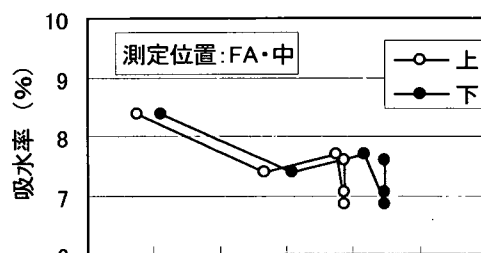


図-IV. 3. 5. 3 音速分布と吸水率の関係

3. 6 構造物D

3. 6. 1 音速分布の解析結果

内部の音速分布を解析した結果は図-IV. 3. 6. 1 のとおりである。比較のために図中にコアの半径方向の透過音速も示している。推定した音速分布とコアの透過音速を比較すると、表層の音速が変化している部分は両者がほぼ一致している。また、推定した内部音速は、コアの透過音速の最大値とほぼ一致しており、音速推定方法はほぼ妥当と考えられる。

3. 6. 2 圧縮強度の推定結果

強度を推定した結果は表-IV. 3. 6. 2 および図-IV. 3. 6. 2 である。

表-IV. 3. 6. 1 音速分布の解析結果

測定位置	No.1	No.2	No.3
K	2889	2568	2996
ho	0.44	0.21	2.1
h1	29.7	51.4	27.5
h1の音速	4061	3810	4204

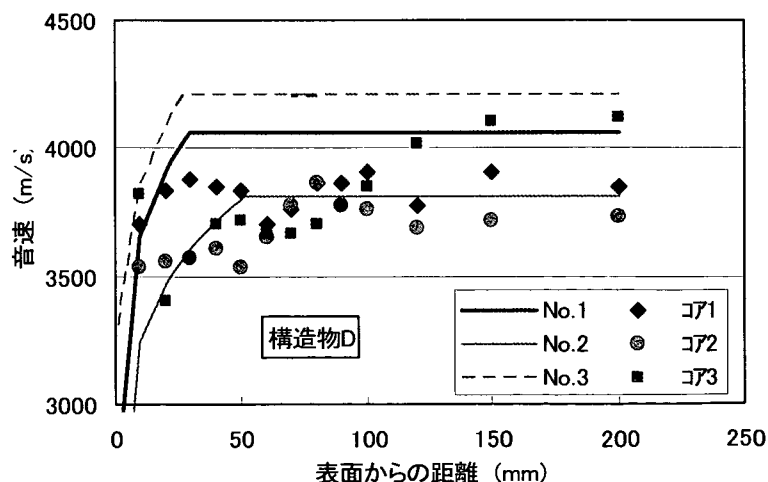


図-IV. 3. 6. 1 音速分布の解析結果とコアの透過音速の比較

表-IV.3.6.2 材齢補正した推定強度とコア強度

測定位置	圧縮強度(N/mm ²)		推定強度 (N/mm ²)	推定強度／コア強度	
	小径コア	標準コア		小径コア	標準コア
No.1	22.6	18.6	21.3	0.942	1.145
No.2	19.1	16.7	12.4	0.649	0.743
No.3	32.4	40.3	28.5	0.880	0.707

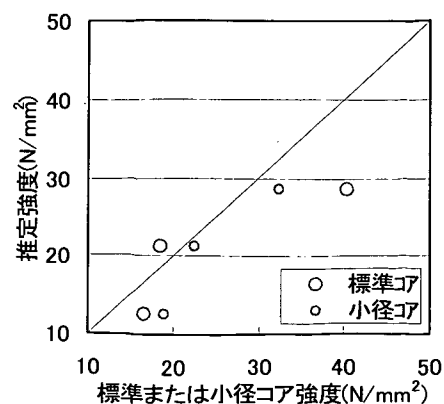
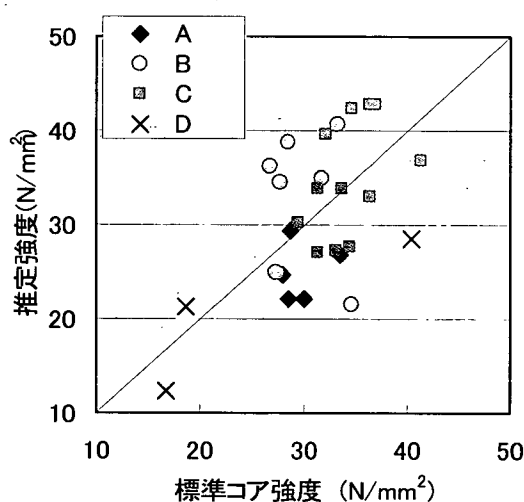


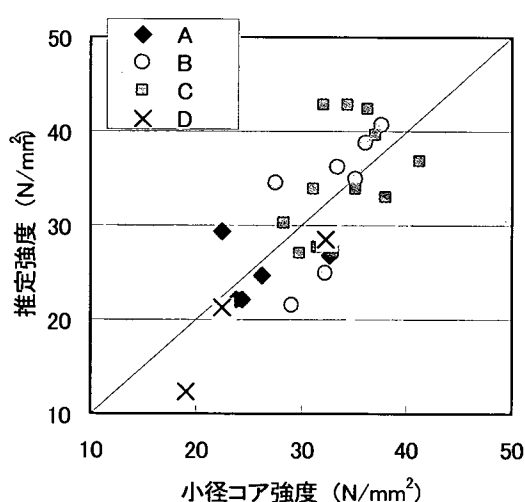
図-IV.3.6.2 推定強度とコア強度の比較

3. 7 強度推定、緻密性のまとめ

超音波を用いて表面走査法により伝搬時間を測定して内部の音速分布を求め、強度推定と表層の緻密性の評価を行なった。強度について、4 構造物をまとめてコア強度と推定強度の比較を示すと、図-IV.3.7.1 のようになり、超音波法による強度推定は標準コア強度より小径コア強度に近い。



(a) 標準コア強度との比較



(b) 小径コア強度との比較

図-IV.3.7.1 推定強度とコア強度の比較 (4 構造物)

緻密性については、吸水率との関係から評価できる可能性を示した。今後、耐久性との関係を調査する必要がある。

4章 衝撃弾性波法

4. 1 衝撃弾性波法による圧縮強度の測定実験

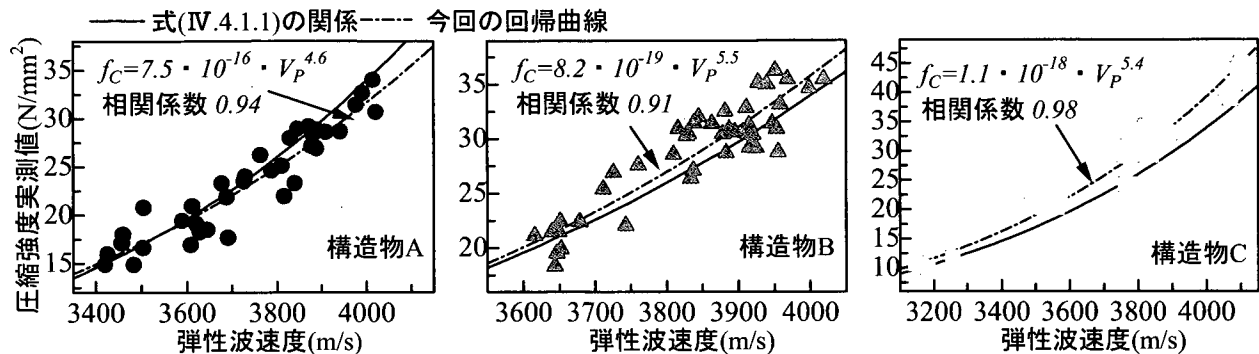
4. 1. 1 実験概要

本法では弾性波速度 V_p を測定し、過去の実験^{文献1)} で得た換算式(IV.4.1.1)から、圧縮強度 f_c を測定する。

$$f_c = 6.3 \cdot 10^{-18} \cdot V_p^{5.2} \cdot \dots \cdot \text{(IV.4.1.1)}$$

しかし、両者の関係はコンクリートの材料などによって異なる。そこで、測定する構造物で打設時に製作した円柱供試体で両者の関係を再度調査し、換算式として式(IV.4.1.1)を採用することに問題がないかを検証して、検証結果から換算式を決定し、圧縮強度を測定する実験を行った。

4. 1. 2 円柱供試体での換算式の検証実験



図－IV. 4. 1. 1 各構造物円柱供試体での圧縮強度と弾性波速度の関係

各構造物で弾性波速度と圧縮強度の関係を調査した結果を図－IV. 4. 1. 1 に示す。最小二乗法により両者の関係式を求めると、各構造物とも式(IV.4.1.1)とは完全には一致しない関係式が得られた。そこで、各構造物において弾性波速度 3200～4200m/s の範囲で換算式として式(IV.4.1.1)を採用することに問題がないかを検証するため、弾性波速度 3200, 3225, …, 4200m/s (25m/s 間隔、41 個) で式(IV.4.1.1)を換算式とした場合の圧縮強度の測定値を f_c 、各配合で今回の実験で得られた関係式を換算式とした場合の測定値を f_c' とし、寄与率 λ を下式(IV.4.1.2)で求めた。

$$\lambda = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{41} (f_{ci} - f_{c'i})^2}{\sum_{i=1}^{41} (f_{ci} - \overline{f_{ci}})^2} \cdot \dots \cdot \text{(IV.4.1.2)}$$

その結果、構造物 A の寄与率は 0.98、構造物 B は 0.99、構造物 C は 0.85 と高い値となった。これから、換算式として式(IV.4.1.1)を採用しても、今回の実験で得られた関係式を採用しても測定精度に差はなく、すなわち、式(IV.4.1.1)を換算式として採用しても問題は無いと判断できる。

4. 1. 3 実構造物での圧縮強度測定実験

今回の構造物は写真－IV. 4. 1. 1 に示す通り、背面がステコン・地盤が密着した状態であることや、厚さが 9m 以上となることから、縦弾性波の多重反射による振動数を計測することは困難である。そこで、縦弾性波は内部を球面状に伝搬するが、表面を伝搬する成分に着目して弾性波速度を測定した。

測定は構造物 A で 5 部位、構造物 B で 2 部位、構造物 C で 3 部位とし、各部位に対して 3 箇所を測定点とした。比較のため $\phi 100\text{mm}$ の標準コアを採取して圧縮試験を行ったが、標準コアは弾性波速度測定点の近傍で採取した。



写真-IV.4.1.1 現地構造物の状況（左：構造物A，中：構造物B，右：構造物C）

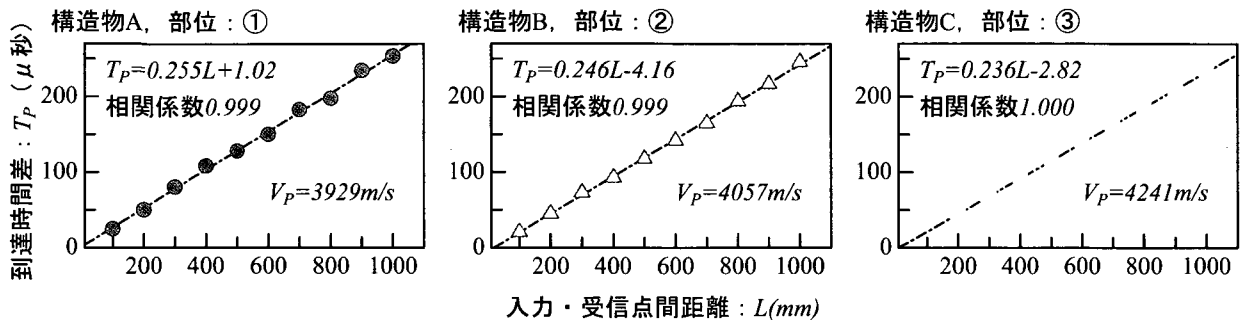


図-IV.4.1.2 各構造物での弾性波速度測定結果例

主な測定位置で計測した縦弾性波の到達時間差と入力・受信点間距離の関係を図-IV.4.1.2に示す。図に示した回帰直線の傾きから弾性波速度を決定した。各測定点で測定した弾性波速度から、式(IV.4.1.1)を換算式として測定した圧縮強度と、比較のために採取した標準コアでの圧縮試験結果との比較を図-IV.4.1.3に示す。各測定部位によって材齢、打設層が異なることから、標準コアでの測定値は測定部位によって異なったことに対し、構造物B、Cでは若干過大評価する傾向が見られたが、各構造物で換算式により測定した圧縮強度

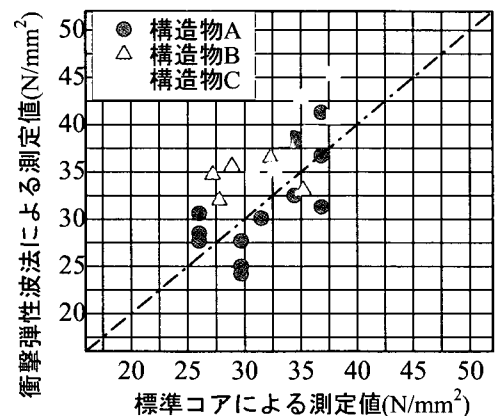


図-IV.4.1.3 標準コア圧縮強度と測定結果の比較

はこの違いに対応し、両者の誤差は平均で構造物Aで2.9N/mm²、構造物B、Cでは4.8N/mm²となった。

4.1.4 まとめ

衝撃弾性波法による実構造物での圧縮強度測定実験について以下にまとめる。①弾性波速度と圧縮強度の関係は、原理的にはコンクリートの材料、養生方法などによって異なるが、今回の構造物では検証実験の結果、過去の関係式が換算式として採用できると判断できた。②本法による圧縮強度を測定結果と、コア採取による圧縮試験との誤差は構造物Aで2.9 N/mm²、構造物B、C4.8N/mm²となった。③今後の課題として、寄与率による換算式の検証方法において明確な判断基準を確立することや、既設構造物で弾性波速度と圧縮強度の関係調査が出来ない場合での検証方法について検討する必要がある。また、全体的に各構造物の圧縮強度を過大評価する傾向があり、その原因を検討して行きたい。

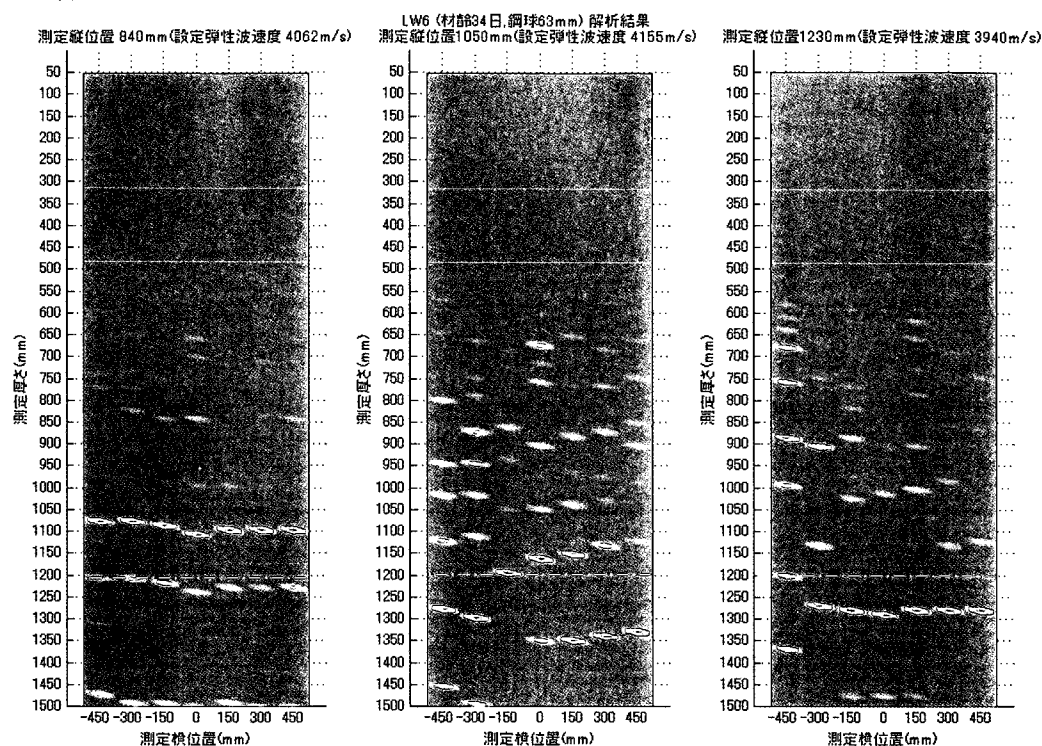
4. 2 衝撃弾性波法による内部不連続面の探査

4.2.1 測定方法

コンクリート表面を鋼球で打撃し、近傍に設置した加速度計が検知した測定波形に対し、MEM（最大エントロピー法）もしくは自己相関関数を求めてからFFTによる振動数解析結果から、縦弾性波の多重反射によ

[illegible]

4.2.2 測定結果



図一IV.4.2.1 構造物 A LW6 測定結果

表一Ⅳ.4.2.1 構造物A不連続面までの深さ測定結果一覧（“—”は不連続面無し、単位：mm）

測定部位	測定縦位置 (mm)	測定横位置(mm)						
		-450	-300	-150	0	150	300	450
LW4	1080	—	—	—	—	—	—	—
	1280	—	—	—	—	—	—	—
	1470	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
LW6	840	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	1050	—	—	—	—	—	—	—
	1230	900	—	—	—	—	—	—
LW7	820	—	—	—	—	—	—	—
	1030	—	—	—	800	800	800	800
	1220	—	—	—	—	—	—	—
LW11	800	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	1000	—	—	600,1000	600,1000	600,1000	—	—
	1220	—	—	—	—	—	—	—
LW13	800	—	—	1050	1050	1050	—	—
	1020	950	1050	1050	1050	950	950	950
	1220	—	—	—	—	—	—	—

表－Ⅳ. 4. 2. 2 構造物B不連続面までの深さ測定結果一覧（“－”は不連続面無し, 単位：mm)

測定部位	測定縦位置 (mm)	測定横位置(mm)				
		6350	6650	6950	7250	7550
No.1	800	890	－	－	－	－
	500	1000	660,980	720	670	760,980
	200	－	－	－	－	－
No.2	800	－	－	880	550,760	550,880
	500	580,990	610,980	610,1000	730	700
	200	－	－	－	－	－

表－Ⅳ. 4. 2. 3 構造物C不連続面までの深さ測定結果一覧（“－”は不連続面無し, 単位：mm)

測定 部位	測定縦位置(cm) (西側側面から)	測定横位置(cm) (北側型枠から)									
		125	135	145	155	165	175	185	195	205	215
北西部	100	1200	1190	1200							
		1590	1580	1600	1620	1470	1460	—	—	—	—
	70	1270	1270	1270	1290	1310	1310	1300	—	—	860
		1590	1600	1600	1610						
	50	1170	1180	1190	1210	1210	1190	—	—	—	1020
		1580	1600								
測定 部位	測定縦位置(cm) (西側側面から)	測定横位置(cm) (南側型枠から)									
		215	205	195	185	175	165	155	145	135	125
南西部	100	1190	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		1220	1390	1400	—	—	—	—	1340	1300	1300
	70	1220	1390	1400	—	—	—	—	1340	1300	1300
		1590	1600	1600	1610	1610	1610	1300	—	—	860
	50	1390	1420	—	—	—	—	1220	1230	1220	1200
		1580	1600	1600	1610	1610	1610	1300	—	—	860
測定 部位	測定縦位置(cm) (東側側面から)	測定横位置(cm) (北側型枠から)									
		125	135	145	155	165	175	185	195	205	215
北東部	100	990	670	1200	1190	1180	1170	1300	920	1290	1090
		1200	1200	1190	1180	1170	1300	920	1290	1090	
	70	770	770	770	770	770	770	770	870	880	880
		1270	1240	1100	1020	1020	1260	1260	1280	1280	1280
	50	980	980	910	910	910	900	1160	1160	1160	1160
		1280	1270	1100	1140	1140	1160	1160	1160	1160	1160
測定 部位	測定縦位置(cm) (東側側面から)	測定横位置(cm) (南側型枠から)									
		215	205	195	185	175	165	155	145	135	125
南東部	100	1100	1110	1130	1300	1300	—	—	—	1000	1000
		1620	1610	1610	1610	1610	1610	1610	1610	1610	1610
	70	1280	1270	1260	—	1140	—	—	—	—	1250
		1590	1600	1600	1610	1610	1610	1610	1610	1610	1610
	50	1300	1290	830	1170	1170	—	—	—	—	—
		1580	1600	1600	1610	1610	1610	1610	1610	1610	1610

各構造物とも測定は複数点で線状に行った。例として、構造物 A LW6 での測定結果を図－Ⅳ. 4. 2. 1 に示す。図は各測定点での振動数解析結果をコンター表示し、各測定点ではどの厚さで反射する縦弾性波が、どの程度の強さを持っているかを示した。図より、測定縦位置 1230mm のように実際の厚さ以上で反射する縦弾性波が強く測定された点は、第Ⅲ部 3. 3. 1 項の測定結果と同様に、縦弾性波は底版背面まで伝搬、反射したが、背面がステコンおよび地盤と密着しているため測定上の反射深さが実際の反射深さよりも深くなったもので、これらの測定点では内部に不連続面が存在していないと考えられる。

一方、測定縦位置 840mm のように、実際の厚さ未満で反射した縦弾性波が強く測定される測定点では、コンクリート内部にコンクリートと音響インピーダンスが異なる不連続面が存在していると考えられる。全測定点での不連続面の有無および、測定された不連続面までの深さを表－Ⅳ. 4. 2. 1～3 に示す。不連続面が存在するとすれば、打継ぎ面の深さに存在する可能性が高いと予測されるが、測定された不連続面までの深

さは、ほとんどの測定点でこれよりも深いものとなった。

4.2.3 考察及びまとめ

振動数解析により、コンクリート内部に不連続面が存在するかを測定した。その結果、実際の厚さ以上で反射する縦弾性波が強く測定された測定点は、縦弾性波は底版背面まで伝搬し、底版背面で反射したが、背面がステコンおよび地盤と密着しているため測定上の反射深さが実際の反射深さよりも深くなったものと考えられる。これから、これらの測定点では内部に不連続面が存在していないと考えられる。一方、実際の厚さ未満で反射した縦弾性波が強く測定される測定点では、コンクリート内部にコンクリートと音響インピーダンスが異なる面、いわゆる不連続面が存在し、縦弾性波が反射したのと考えられる。

この判断方法より測定された、構造物 A、B での不連続面までの深さは、不連続面が発生する可能性が高い打継ぎ面までの深さよりも深くなる傾向が見られた。この原因は、不連続面の音響インピーダンスによる影響と考えられる。つまり、内部に不連続面が存在しない底版では、背面が空洞ではなく、ある程度の音響インピーダンスを持つステコンや地盤に密着していると、前記の通り、測定上の反射深さは実際の反射深さより深くなった。これと同様に、内部の不連続面が空洞ではなく、コールドジョイントやジャンカのような、ある程度の音響インピーダンスを持つ不連続面であれば、音響インピーダンスの影響によって、測定上の反射深さは実際の不連続面の深さより深くなるのと考えられる。

以上から、実構造物において、測定された不連続面の深さと不連続面が発生する可能性が高い深さとを比較して、測定深さの方が深くなる場合には、不連続面は完全な空洞でないと判断ができると考えられる。また、測定深さの深くなる程度が、不連続面の程度の判定基準に利用できる可能性が考えられるので、今後検討したい。

【参考文献】

文献 1) 非破壊試験によるコンクリート品質、厚さ、鉄筋かぶり・径の計測に関する共同研究報告書、国土交通省土木研究所 共同研究報告書 第 268 号, pp.168-172, 2001.3

5章 電磁波レーダB法

5.1 実験目的

鉄筋のかぶり厚さの測定に電磁波レーダ（レーダ法）を用いる場合、かぶりコンクリートの比誘電率の影響を受けるため、測定精度を向上させるためには、的確な比誘電率の設定が必要である。しかし、コンクリートの比誘電率については、測定する方法が確立されていないなど必ずしも明確ではない。そこで、鉄筋径を用いて比誘電率を算定する方法について検討した。

5.2 実験概要

測定の対象とした構造物はB、Cの2種類である。測定箇所は、何れもフーチング側面とした。比誘電率の測定は、コンクリートの打設から4週間程度で行った。

測定手順は次のとおりである。

- ① レーダ法で比誘電率を6.2、8.0、10.7の三段階に設定し、各比誘電率のときにかぶり厚さを測定した。
- ② かぶり厚さ測定箇所の鉄筋表面まで小径コアを採取し、実際のかぶり厚さ（実かぶり厚さ）をノギスにより測定した。小径コアによるかぶり厚さの確認状況は写真-IV.5.2.1のとおりである。
- ③ 式(IV.5.2.1)により、各比誘電率のときのかぶり厚さの測定値から電磁波の反射往復時間 T を算出し、式(IV.5.2.2)より実構造物での比誘電率を求めた。

$$T = \frac{2D'\sqrt{\epsilon_0}}{C} \quad (\text{IV.5.2.1})$$

$$\epsilon_r = \left[\frac{CT}{2D} \right]^2 \quad (\text{IV.5.2.2})$$

ここに、 ϵ_0 ：設定したコンクリートの比誘電率

ϵ_r ：実構造物コンクリートの比誘電率

T ：反射時間

C ：空気中での電磁波速度（ 3×10^8 m/s）

D ：実かぶり

D' ：比誘電率を8.0としたときのかぶり

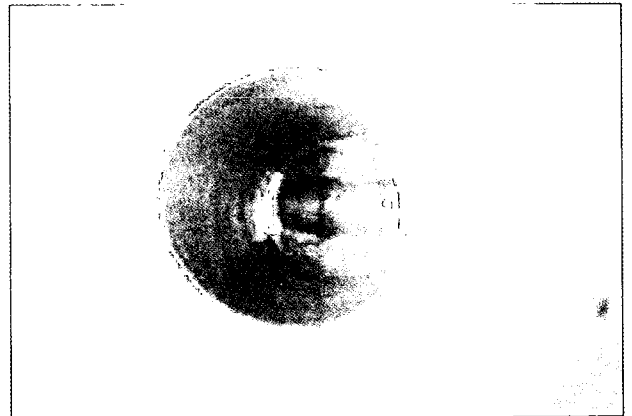


写真-IV.5.2.1 コア抜きによる鉄筋の確認状況

5. 3 実験結果

5.3.1 実構造物の比誘電率

実構造物において、比誘電率を 8.0 としてレーダ法で測定したかぶりと小径コアを抜くことで測定した実かぶり厚さの結果、ならびにそれらを基に算出した測定箇所の比誘電率を表-IV. 5. 3. 1 に示す。近接した 2 箇所の比誘電率は、ほぼ同等の値が得られた。また、何れの結果も一般的にいわれているコンクリートの比誘電率の範囲にあるが、その値は大きめである。両現場とも測定前日の天候は雨天であった。特に構造物 C の現場では測定時においても若干の降雨があり、コンクリート表面は濡れていた。このことから、測定時点でのコンクリートの含水率は構造物 B、C とともに高く、さらに B よりも C の方が含水率は高かったものと予想される。このため、両者とも比誘電率は大きくなったと考えられ、より含水率が高かったと予想される構造物 C の方が比誘電率が大きかったと考えられる。

表-IV. 5. 3. 1 かぶり厚さの測定結果および比誘電率の算出結果

	箇所	設置方向	比誘電率	レーダ法	コア抜き	の算出
構造物①	A	横	8.0	104	99	8.9
	B	横		111	104	9.0
構造物②	A	横		124	109	10.4
	B	縦		149	130	10.4

5.3.2 非破壊による比誘電率の推定方法

レーダ法で精度よく測定を行うためには、比誘電率の的確な設定が重要であるが、測定対象とする構造物すべてにおいて上述の様にコア抜きあるいは、はつり出しを行って比誘電率を求めることは構造物にとって望ましくない。よって、非破壊で比誘電率を推定することが求められる。

そこで、交差する鉄筋のかぶりをそれぞれ測定した結果から、比誘電率を推定する方法を試みた。縦横それぞれの鉄筋の位置関係は図-IV. 5. 3. 1 に示すようであり、両者のかぶりの差は手前の鉄筋の径となる。かぶりの測定を比誘電率を変化させて行い、その結果から各比誘電率でのかぶりの差を求める。この時算出されたかぶりの差は、正しい比誘電率で測定を行った場合には、かぶりの差＝鉄筋径となるはずである。

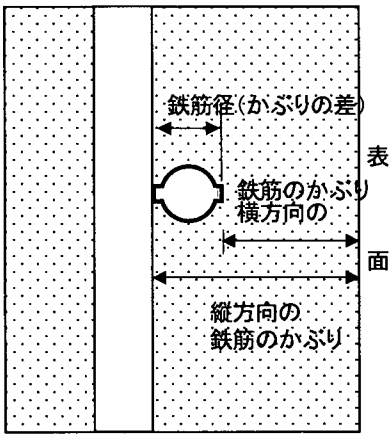


図-IV. 5. 3. 1 鉄筋の位置と
かぶり厚さの関係

図-IV. 5. 3. 2 は、構造物 C において縦横両方の鉄筋までの電磁波の伝搬時間の実測値（3 測定の平均）を一定として、式(IV. 5. 2. 2)をもとに比誘電率を変化させて算出した縦横の鉄筋のかぶりの差の関係を示した

ものである。これによれば、比誘電率が小さくなるとかぶりの差は大きくなっている。また、構造物 C では手前の鉄筋は D19 であり、コア抜きの結果、鉄筋のリブの向きは図-IV.5.3.1 のようであったことから、リブを考慮してかぶりの差は 22mm 程度と考えられる。図-IV.5.3.2 から、かぶりの差が 22mm となるような比誘電率を推定すると 10.2 となる。小径コアを抜いて求めた比誘電率が 10.4 であることから、推定された比誘電率とほぼ一致している。以上の結果から、このような方法で非破壊によって精度よく、実構造物の比誘電率を推定できる可能性が示されたといえる。

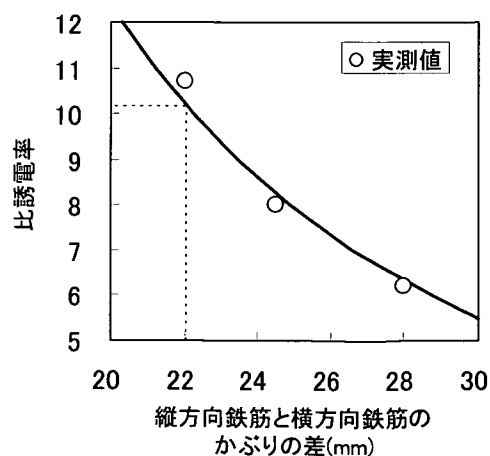


図-IV.5.3.2 比誘電率とかぶりの差の関係

5. 4 ま と め

実構造物のコンクリートの比誘電率を算出した結果、9～11 程度の値が得られ、一般的にいわれているコンクリートの比誘電率の範囲にあった。また、交差する 2 本の鉄筋のかぶりの差を利用することで、非破壊で実構造物コンクリートの比誘電率を推定できる可能性を示すことができた。この比誘電率の推定法に関しては、かぶりや鉄筋径の組み合わせが異なる場合などについて、今後検討していく予定である。

【参考文献】

- 1) 野田一弘、河野広隆、森濱和正、田中秀治：実構造物コンクリートの比誘電率の非破壊推定方法、土木学会第 58 回年次学術講演会第 V 部、pp.841-842、2003.9

6章 小径コア法

6.1 実験目的

コンクリート構造物の品質を代表するコンクリート強度は、打設時に採取した強度管理用供試体で管理・検査されるが、この方法では出来上がった構造物のコンクリート強度を直接評価できない問題がある。これに対し、構造物のコンクリート強度を直接的により精度良く推定する方法として、構造物から抜き取ったコア供試体を用いる方法がある。この場合、 $\phi 100\text{mm}$ コアを用いるのが一般的であるが、 $\phi 100\text{mm}$ コアを採取することは構造物に与える損傷があまりにも大きく、特に鉄筋の破断という致命的な損傷を伴うこともあるなどの問題も抱えている。このため、構造物に与える損傷を極力軽微に留め、かつ信頼性が高い新設構造物のコンクリート強度評価方法の確立が望まれている。

小径コアによるコンクリート強度推定法（以下、小径コア法と称す）は、直径 20mm 程度の小径コアの圧縮強度値を、予め定めた補正式で $\phi 100\text{mm}$ コア強度に換算して構造体コンクリート強度を推定する技術である¹⁾。この技術は、採取するコア径が小さく構造物の損傷が少ないうえ、コアを用いる直接法であるためコンクリート強度の推定精度も期待でき、上述の要望に応え得るものである。しかし、これまでは粗骨材の最大寸法 25mm 以下のコンクリートを適用範囲としていたこともあり、既存建築物のコンクリート強度調査での活用が多く、粗骨材の最大寸法が 25mm を超える場合も多い土木構造物への適用実績は少ない。また、新設構造物のコンクリート強度評価法としての検討も十分とは言えない。

ここでは、擁壁底版、橋台フーチング、トンネル二次覆工、橋脚、橋桁などの土木構造物から $\phi 100\text{mm}$ コアと小径コアを採取して両者の圧縮強度試験値を比較し、小径コア法の土木実構造物への適用性を検討した。

6.2 実験概要

6.2.1 小径コア法

小径コア法には、技術名称として「ソフトコアリング」と「ソフトコアリング C⁺」の2通りがある。後者は、前者の技術に対して測定項目を追加するとともに適用範囲を拡大した技術である。本実験では、一般的な土木構造物に適用する技術として、構造物から $\phi 25\text{mm}$ の小径コアを採取して圧縮強度、塩化物イオン含有量、中性化深さを測定する「ソフトコアリング C⁺」を実施した。

「ソフトコアリング C⁺」の適用範囲は、粗骨材最大寸法 40mm 以下、推定圧縮強度 10~70N/mm² であり、圧縮強度試験の供試体は、採取したコアを高さが直径の約 2 倍の 50mm 程度になるように切断し、両端面を硫黄キャッピングして作製する。圧縮強度試験は荷重制御で行い、その結果を予め定めた式で補正し、かつ異常値の棄却検定を行って $\phi 100\text{mm}$ コア強度に換算する。本報告の段階では、本共同研究成果に基づいた強度補正式を定めていないため、既往の強度補正式を用いて結果の整理・考察を行った。

6.2.2 コア採取構造物

表-IV.6.2.1 に、コアを採取した構造物の一覧を示す。同表中、A~D の構造物は本共同研究「小径コアを用いたコンクリート構造物の品質評価に関する研究」の一環で、また e、f の構造物は別の共同研究²⁾の一

環で調査したものである。なお、構造物 A はコンクリート打設日が異なる 5 ブロックを、構造物 D はトンネル両坑口付近と中央付近の 3 スパンをコア採取対象とし、その他はコンクリート打設日が同一（e、f は推定）の 1 構造物をコア採取対象とした。

表-IV. 6. 2. 1 コア採取構造物一覧

構造物名	既設/新設	粗骨材 最大寸法	採取コア本数	
			φ 100mm コア	小径コア
A 擁壁 (L 型擁壁) 底版	新設	40 mm	5	16
B 橋台フーチング	新設	20 mm	6	21
C 橋台フーチング	新設	20 mm	9	14
D トンネル二次覆工	既設	40 mm	3	12
e 橋脚	既設	40mm*	2	7
f 橋桁	既設	40 mm	3	10

*推定値

6. 2. 3 コア採取および強度試験

φ 100mm コアおよび小径コアともに湿式コアドリルを用い、表-IV. 6. 2. 1 に示す本数を採取した。小径コアの直径は約 25mm、長さは 100～300mm とし、φ 100mm コア 1 本（長さ 200～350mm）の近傍から 1～4 本採取した。採取した小径コアは、直径と高さの比が約 2 になるように切断・成形し、両端面を硫黄キャッピングして圧縮強度試験に供した。上述のように、小径コアの採取長さを 100～300mm としたため、1 本の小径コアから 1～4 本の強度試験用供試体が成形できた。

小径コアの強度試験時の载荷方法は荷重制御とし、载荷用球座には 40×40mm の角柱モルタル供試体用球座を使用した。得られた小径コアの圧縮強度値を既往の文献³⁾の方法に従って補正し、φ 100mm コア強度と比較・検討した。なお、既往の文献³⁾の強度補正方法は、粗骨材の最大寸法 25mm 以下を適用範囲としたものであるが、ここでは粗骨材最大寸法 40mm の場合にも同じ補正式を用いた。

6. 3 強度試験結果および考察

6. 3. 1 実構造物における φ 100mm コア強度と小径コア強度の関係

図-IV. 6. 3. 1 に、実構造物における φ 100mm コア強度と小径コア強度の関係を示す。同図は φ 100mm コアの 1 試験値に対し、対応する小径コア試験値を平均値で整理して示したものである。限られたデータ数ではあるが、実構造物においても試験体レベルでの検討と同様に、φ 100mm コア強度と小径コア強度には良い相関が認められ、回帰直線の勾配も 1 に近い値が得られていることが分かる。また、前述のように、本検討では粗骨材最大寸法 40mm についても従来の補正式を適用して小径コア強度を補正したが、図-IV. 6. 3. 1 から、粗骨材最大寸法が φ 100mm コア強度と小径コア強度の関係に及ぼす影響は特にみられないことが分かる。

以上より、小径コアによる構造体コンクリート強度の推定法は、土木構造物においても十分に適用可能であり、粗骨材最大寸法 40mm までは同じ強度補正式が適用できると考えられる。

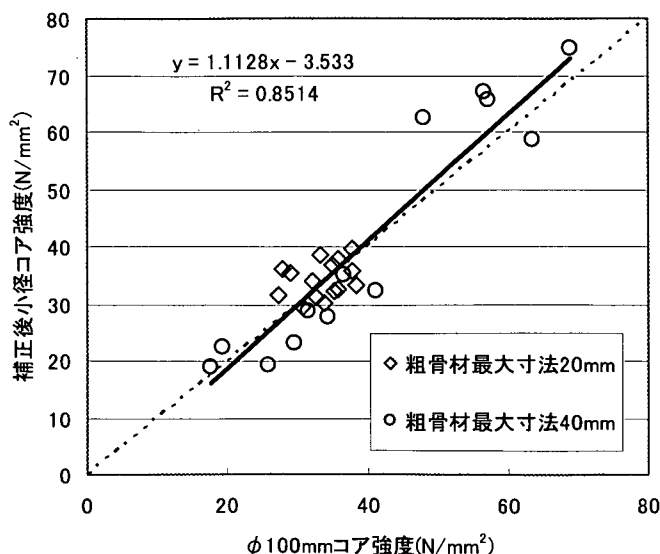


図-IV. 6. 3. 1 φ100mm コア強度と小径コア強度の関係（平均値）

6. 3. 2 実構造物における小径コア強度のばらつき

表-IV. 6. 3. 1 に、同一打設日のコンクリートからφ100mm コアと小径コアを比較的に多数採取した構造物 B、C を例に、圧縮強度試験結果の統計量を示す。同表から、小径コア強度は、小さい径のコアを用いるという試験方法に起因したばらつきが大きい分、φ100mm コア強度に比べて強度試験値の標準偏差が大きいことが分かる。このようなばらつきの大きさを考慮し、既往の文献³⁾では、ある範囲の構造物コンクリート強度を推定する場合に必要な小径コア数を6本以上としている。一般に、φ100mm コアを用いてある範囲の強度を推定する場合にはコア数を3本にすることが多いが、小径コアを用いる場合にはその2倍以上にすることを基本にしていると言える。図-IV. 6. 3. 2 および図-IV. 6. 3. 3 に、この点について構造物 B、C のデータを用いて検討した結果を示す。両図は、表-IV. 6. 3. 1 の不偏分散の値を基に、t 分布を用いて強度試験数と強度推定値の信頼区間の関係を求めて示したものである。図-IV. 6. 3. 2 および図-IV. 6. 3. 3 から、小径コア6本で強度推定した場合の95%信頼区間は、φ100mm コア3本で推定した場合の信頼区間と同等以下になることが分かる。このことから、既往の文献と同様、土木構造物においても、φ100mm コア3本による推定と同程度の精度で構造物強度を推定したい場合の小径コア数は6本以上にすれば良いと考えられる。

表-IV. 6. 3. 1 圧縮強度試験結果の統計量の一例

構造物名	φ100mm コア					小径コア				
	n	N	X	S	S ²	n	N	X	S	S ²
B 橋台	6	66	30.8	3.35	11.22	18	49	33.5	5.62	31.58
C 橋台	9	9	35.3	2.64	6.97	14	37	34.1	4.30	18.49

n：採取コア本数 N：強度試験数 X：平均強度 (N/mm²) S：標準偏差 (N/mm²)

S²：不偏分散 (N/mm²)²

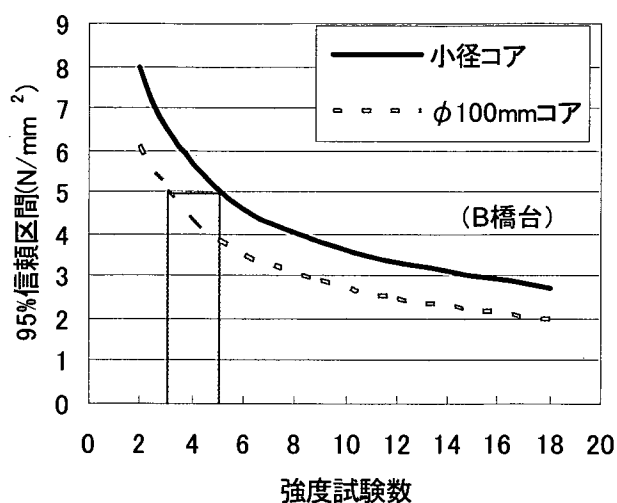


図-IV. 6. 3. 2 強度試験数と 95%信頼区間の関係
(B 橋台の例)

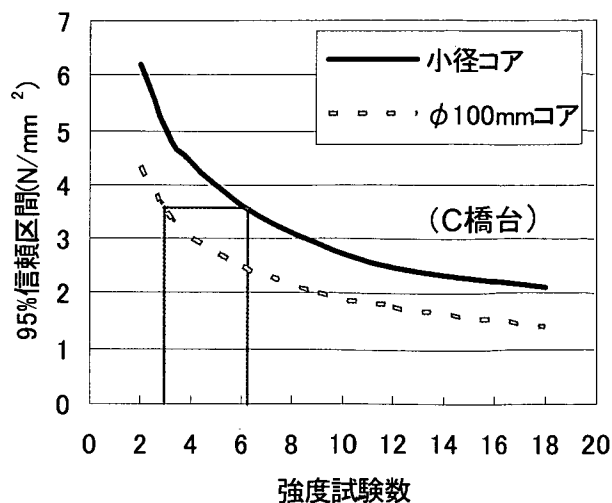


図-IV. 6. 3. 3 強度試験数と 95%信頼区間の関係
(C 橋台の例)

6.4 まとめ

実構造物から $\phi 100\text{mm}$ コアと小径コアを採取して圧縮強度試験を行い、両者の強度値の比較を行った。その結果、現時点の限られたデータ数の範囲ではあるが以下のことが分かった。

- (1) 土木の実構造物においても、 $\phi 100\text{mm}$ コア強度と小径コア強度には良い相関が認められ、回帰直線の勾配も 1 に近い値が得られた。また、粗骨材最大寸法が $\phi 100\text{mm}$ コア強度と小径コア強度の関係に及ぼす影響は特にみられず、粗骨材最大寸法 40mm までは同じ強度補正式が適用できると考えられる。
- (2) 小径コア 6 本で強度推定した場合の 95%信頼区間は、 $\phi 100\text{mm}$ コア 3 本で推定した場合の信頼区間と同等であり、土木構造物においても $\phi 100\text{mm}$ コア 3 本による推定と同程度の精度で構造体強度を推定した場合の小径コア数は 6 本以上にすれば良いと考えられる。

現在、報告書 (1) で述べた L 型試験体等を用いた実験で数多くのデータを収集中であり、それらを整理・分析し、土木構造物に対する小径コア法の調査マニュアルとして取りまとめるとともに、実構造物での検証を行っていく予定である。

【参考文献】

- 1) 寺田、谷川、中込、佐原：小径コアによる構造体コンクリート強度の推定法、コンクリート工学、Vol. 39、No.4、pp27-32、2001. 4
- 2) 国土交通省土木研究所材料施工部コンクリート研究室、日本構造物診断技術協会：コンクリート構造物の鉄筋腐食診断技術に関する共同研究報告書－実構造物に対する適用結果－、2001. 3
- 3) (財) 日本建築センター・(財) 建築保全センター：建築物の保全技術・技術審査証明報告書、審査証明第 0005 号、既存コンクリート構造物のコンクリート強度調査法「ソフトコアリング」、2000. 4

7章 ボス供試体

7.1 はじめに

構造体コンクリートの強度を判定する方法として、コア供試体強度による方法が一般的に用いられている。しかし、コア供試体はその採取方法や採取後の補修など、いくつかの問題を抱えているのが現状である。

そこで、コア供試体に代わる構造体コンクリートの強度推定方法として、ボス供試体による強度推定方法を提案してきた^{1)~3)}。ボス供試体とは、構造物に成型してできた凸部状の供試体を割り取ったもので、構造体内部を損傷することなく容易に採取できる供試体である。実大試験体における実験では、ボス供試体強度とコア供試体強度には高い相関がみられ、ボス供試体による構造体コンクリートの強度推定の可能性を確認できた。しかし、ボス供試体の現場における適用例は少ないため、ここでは、現場での実用性の確認および実際の構造体コンクリートのばらつきの調査を目的とした。

7.2 実験概要

7.2.1 実験方法

(1) ボス供試体型枠の取付けと採取

構造体の型枠にあらかじめ開口部を開けておき、構造体の型枠の建込み終了後、この開口部にボス供試体型枠を外側から取付けた。今回、使用したボス供試体は $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ (以下、□100 と呼ぶ) と $75\text{mm} \times 75\text{mm} \times 150\text{mm}$ (以下、□75 と呼ぶ) の2種類とした。

ボス供試体の採取は、所定の試験材齢において、構造体コンクリートとボス供試体型枠との間にセットしてある採取用スリット材のナット部にボルトを差し込み、そのボルトを回したときの反力で構造体コンクリートからボス供試体型枠と一緒に割取った。その後、ボス供試体型枠を脱型してボス供試体を採取した。

(2) 圧縮強度試験

ボス供試体の圧縮強度試験は、加圧面を研磨しないことと供試体を水中浸漬しないこと以外は、JIS A 1107 に準じて行い、ボス供試体の最大荷重を加圧断面積で除して圧縮強度を求めた。

7.2.2 実験項目

(1) 供試体採取位置による圧縮強度への影響

構造体コンクリートは部位や位置により圧縮強度にばらつきが生じることが考えられ、ボス供試体においても採取位置の影響を受けると推測される。そこで、異なる採取位置（上下方向あるいは水平方向）から採取したボス供試体の圧縮強度およびそのばらつきについて調査した。

(2) ボス供試体強度とコア供試体強度の比較

ボス供試体強度とコア供試体強度を比較し、両供試体強度の相関性（回帰）を求めることで、採取したボス供試体からコア供試体強度（≡構造体コンクリートの強度）を推定することが可能であるかどうかを検討した。コア供試体は $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ とし、ボス供試体の採取位置近傍で採取したものを比較対象とした。

7.2.3 適用構造物とボス供試体およびコア供試体の採取位置

(1) 構造物B

構造物Bは、底版高さが160cmあり、コンクリートを4層に分けて打設した。ボス供試体は□100と□75の2種類とし、8列(F1～F8)、2層目から4層目に相当する高さの3段に設置した。図-IV.7.2.1にボス供試体の採取位置(構造物B)を示す。

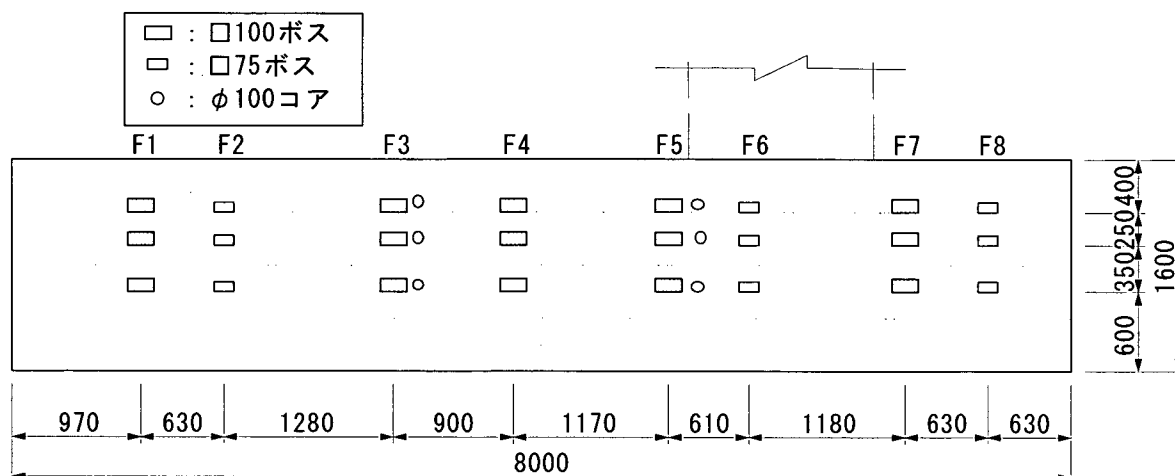


図-IV.7.2.1 ボス供試体の採取位置 (構造物B)

(2) 構造物C

構造物Cは、底版高さが190cmあり、コンクリートを3層に分けて打設した。ボス供試体は□100と□75の2種類とし、6列(F1～F6)、1層目から3層目に相当する高さに3段設置した。また、コンクリート打設日の異なるたて壁には、□75のボス供試体を3列(L、C、R)、2段に設置した。図-IV.7.2.2にボス供試体の採取位置(構造物C)を示す。

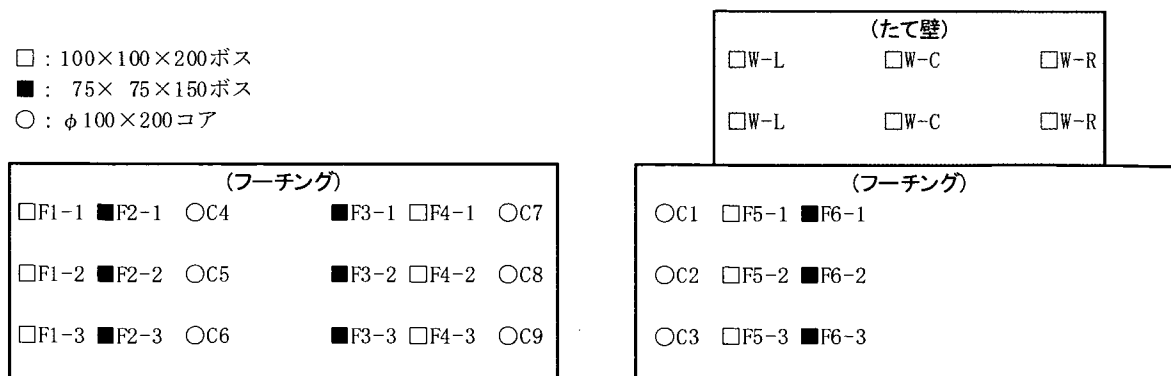


図-IV.7.2.2 ボス供試体の採取位置 (構造物C)

7. 3 実験結果および考察

7.3.1 構造物B

図-IV. 7. 3. 1 に圧縮強度と採取位置の関係（構造物B）を、図-IV. 7. 3. 2 にボス供試体強度とコア供試体強度の関係（構造物B）をそれぞれ示す。

図-IV. 7. 3. 1 から、コア供試体およびボス供試体とも採取高さによって圧縮強度に差が認められ、その差は $4\sim6\text{N/mm}^2$ 程度であった。また、同一高さにおける圧縮強度のばらつきは、□75 では小さかったが、□100 とコア供試体では大きかった。

図-IV. 7. 3. 2 から、ボス供試体強度とコア供試体強度には相関はみられるが、コア供試体強度はボス供試体強度に比べ大きくなった。これは実大試験体^{1)~3)}の実験結果とは異なる結果となった。この要因の一つとしては、前日までの降雨がコンクリート打設時にもボス型枠内に残り、この雨水によってボス供試体内のコンクリートの水セメント比が高くなってしまったためと推測される。このような降雨による強度の影響を避けるためには、ボス型枠の下方に水抜き穴を設けるなどの措置が必要と考える。

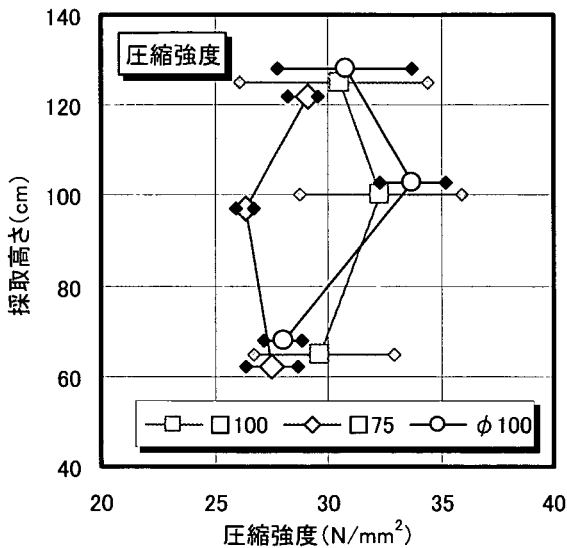


図-IV. 7. 3. 1 圧縮強度と採取位置の関係
（構造物B）

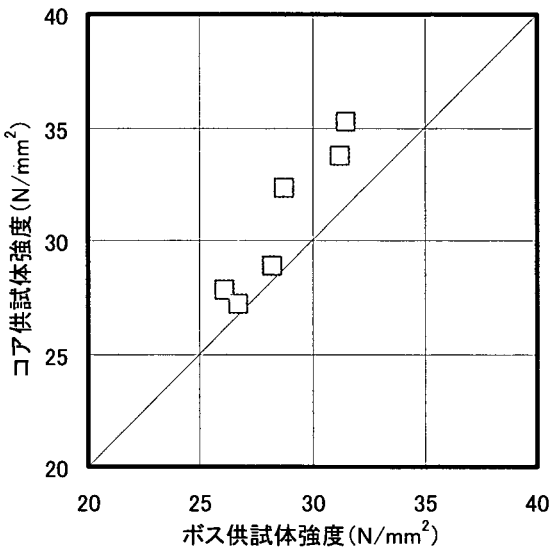


図-IV. 7. 3. 2 ボス供試体強度とコア供試体強度
（構造物B）

7.3.2 構造物C

図-IV. 7. 3. 3 に圧縮強度と採取位置の関係（構造物C）を、図-IV. 7. 3. 4 にボス供試体強度とコア供試体強度の関係（構造物C）をそれぞれ示す。

図-IV. 7. 3. 3 から、□100 およびコア供試体では、採取高さによる強度への影響が認められ、採取位置が低くなるにつれて、圧縮強度は大きくなる傾向であった。しかし、□75 では採取高さにかかわらず圧縮強度に大差はなかった。また、同一高さにおける圧縮強度のばらつきは、コア供試体では上段は大きく、採取位置が低くなるほど小さくなったが、ボス供試体では中段でのばらつきが大きかった。

図-IV. 7. 3. 4 から、ボス供試体強度はコア供試体強度よりも小さく、その差は $0\sim8\text{N/mm}^2$ 程度であった。この要因としては、構造物Cも構造物Bと同様な気象条件で調査を行ったため、その影響が大きかったと考える。

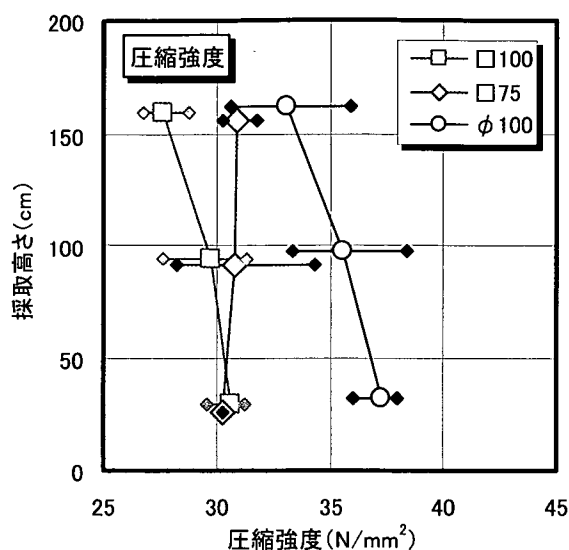


図-IV. 7. 3. 3 圧縮強度と採取位置の関係
(構造体 C)

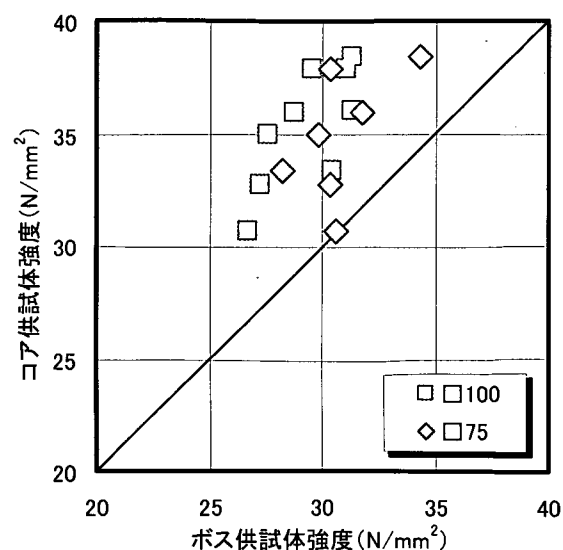


図-IV. 7. 3. 4 ボス供試体強度とコア供試体強度
(構造体 C)

7. 4 まとめ

本実験では、ボス供試体を実際の現場（構造物 B および構造物 C）に適用し、ボス供試体による構造物コンクリートの圧縮強度推定の実用性について検証した。

その結果、ボス供試体の採取高さが圧縮強度およびそのばらつきに及ぼす影響など、実際の構造物からの貴重なデータを得ることができた。今後はこの試験結果をもとに、ボス供試体型枠の改良を含め、試験手順やボス供試体型枠の設置位置（特に高さ方向）などについて再検討し、試験精度の向上を図る予定である。

参考文献

- 1) 土田克美他：「ボス供試体によるコンクリート構造物の圧縮強度推定」，社団法人 土木学会 第 58 回年次学術講演会講演概要集，pp189-190，2003. 09
- 2) 篠崎徹他：「非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究 ボス供試体 その 1 コンクリート構造物の強度管理に関する研究」，社団法人 日本非破壊検査協会 平成 15 年度秋季大会講演概要集，pp151-152，2003. 11
- 3) 篠崎徹他：「ボス供試体によるコンクリート構造物の品質検査に関する研究 その 1 ボス供試体による構造物コンクリートの強度推定の検討」，社団法人 日本建築学会 学術講演梗概集 A-1（東海），pp817-818，2003. 08