

博士学位論文

鉄筋コンクリート造建築物の施工および点検技術の
合理化に関する実用化技術開発

Development of Practical Application Technology for Rationalization of
Construction and Inspection Technology of Reinforced Concrete Buildings

2019年3月

広島大学大学院工学研究科 建築学専攻

鬼塚 雅嗣

鉄筋コンクリート造建築物の施工および点検技術の合理化に関する実用化技術開発

目次

第1章 序論	-----	1-1
第2章 コンクリートのポンプ圧送性に関する技術	-----	2-1
2.1 はじめに		2-1
2.2 各種コンクリートのポンプ圧送性と品質変化に関する施工実験		2-2
2.2.1 軽量2種コンクリートの高所圧送に関する考察		2-2
2.2.2 コンクリート充填鋼管（CFST）造柱のポンプ圧入に関する考察		2-12
2.3 日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説」に関する技術提案		2-23
2.3.1 圧送負荷算定における管内圧力損失K値の提案		2-23
2.3.2 試験圧送方法の提案		2-26
2.4 まとめ		2-29
第3章 高強度コンクリートの施工条件の考慮に関する技術	-----	3-1
3.1 はじめに		3-1
3.2 高強度・超高強度コンクリートの締固め特性に関する実験研究		3-2
3.2.1 高強度コンクリートの締固め特性に関する実験		3-2
3.2.2 超高強度コンクリートの締固め特性に関する実験		3-5
3.3 高強度・超高強度コンクリートの初期養生特性に関する実験研究		3-9
3.3.1 柱部材の初期養生方法に関する実験		3-9
3.3.2 部材天端の初期養生方法に関する実験		3-11
3.4 超高強度コンクリートの構造体コンクリート強度に及ぼす打設時期の影響に関する実験		3-13
3.5 まとめ		3-15
第4章 外殻プレキャスト柱部材（シェルコラム）の開発と実建築物への適用	-----	4-1
4.1 はじめに		4-1
4.2 シェルコラムの開発概要		4-1
4.2.1 シェルコラムの仕様		4-1
4.2.2 シェルコラムの製造方法		4-3
4.2.3 取得した特許		4-5
4.3 実建物へのシェルコラムの施工		4-6
4.3.1 適用物件概要		4-6
4.3.2 物件Aの適用		4-8
4.3.3 物件Bの適用		4-14
4.4 まとめ		4-19

第5章 建築生産・維持管理におけるセンサおよび情報技術の有効活用に関する研究	-----	5-1
5.1 はじめに		5-1
5.2 住民・建築ユーザによる日常点検が可能な建築部材の濡れモニタリングシステムの開発		5-2
5.2.1 濡れ計測システム開発の背景及び検討の対象		5-2
5.2.2 実験室レベルでの予備実験		5-4
5.2.3 実建築物でのモニタリング		5-13
5.2.4 まとめ		5-24
第6章 総括	-----	6-1
謝辞		

第1章 序論

本論文は、鉄筋コンクリート造建築物の施工および点検技術の合理化を目的に、建築施工会社において33年間行ってきた技術開発と2016年10月に工学研究科（博士課程後期）に入学して行った「建築生産・維持管理におけるセンサおよび情報技術の有効活用に関する研究」をまとめたものである。本論文は以下に示す第2章から第6章までで構成されている。

第2章「コンクリートのポンプ圧送性に関する技術」の研究実施期間は、1983～1996年である。当時超高層RC造住宅の構築のため、高強度・高流動コンクリートなどの特殊なコンクリートの使用が増加していた。しかし、高強度・高流動コンクリートではスランプが同じであっても、通常のコンクリートとは著しく異なったポンプ圧送性とコンクリートの品質変化を示すことが報告されていた。また、当時の指針「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1979年版）」には、高強度コンクリートに関する管内圧力損失K値の基準図が示されていなかった。そこで、この現象を明らかにするために、自ら行った軽量2種コンクリートの高所圧送工事およびコンクリート充填鋼管（CFT）造柱のポンプ圧入工事の実験研究成果と過去の文献を調査して得た結果を整理し、日本建築学会「コンクリートポンプ工法小委員会」に参画し、「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」において関連する章と付録を解説執筆した。本章は、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」に新たに提案し採用された以下の技術を中心にまとめている。

- ① 普通コンクリートと高強度コンクリートを区分した「管内圧力損失K値の基準図」
- ② 今後採取されるデータを統一した有効なデータとするための「試験圧送方法（案）」

なお、上記技術提案は、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」に採用され、現行指針（2009年版）においても踏襲されている。

第3章「高強度コンクリートの施工条件の考慮に関する技術」の研究実施期間は、1988～1995年である。1990年代はじめ、 $F_c=60\text{N/mm}^2$ 以上の超高強度コンクリートを建築物等に利用したいとの要求が高まっていた。超高強度コンクリートは、水セメント比が小さい、粘性が大きい等の特徴を有するため、以下の品質を左右する性能がある。

- ① 打設時に巻き込み空気が多く内包するため締固めが重要である。
- ② 発熱量が大きいための強度発現阻害やブリーディング量が少ないための初期収縮ひび割れの可能性が高い。

上記の課題を解決するためには、選定したコンクリート材料および調合はもちろんのこと、コンクリートの製造・運搬・打込み・締固め・養生等の施工条件および施工時期が超高強度コンクリートを用いた構造体の物性に及ぼす影響を明らかにする必要がある。本章では、 $F_c=60\sim 80\text{N/mm}^2$ レベルの超高強度コンクリート構造体の物性に及ぼす施工条件（コンクリートの製造・運搬・打込み・締固め・養生）および施工時期（冬期・夏期）の影響を明らかにするため、同一条件下で行なった $F_c=21\text{N/mm}^2$ レベルの通常コンクリートや $F_c=42\text{N/mm}^2$ レベルの高強度コンクリートと比較検討する実験研究を行った。本章は、その成果をまとめている。

第4章「外殻プレキャスト柱部材（シェルコラム）の開発と実建築物への適用」の研究実施期間は、1995～2005年である。当時の高齢化社会を背景にした、熟練工の減少や品確法施行による建物の高品質化をはじめ、超高層RC造住宅の施工の合理化、省力化、工期短縮のため、すでに遠心成型による外殻プレキャスト柱部材「プレカラム」が開発され大臣認定も取得し、実施工されていた。しかし、これは遠心成形のため多様な形状および寸法への対応が困難であ

った。そこで、高強度・高流動コンクリートの活用により、あらゆる形状および寸法のプレキャスト部材が製造可能な外殻プレキャスト柱部材を開発することとした。

本章では、プロジェクトリーダーとして(一財)日本建築センターの一般評定(BCJ-C2147)を取得した「シェルコラム」の開発概要と構造形式の異なる2種類の集合住宅(①RCラーメン構造31階建て超高層集合住宅, ②耐震壁付きプレキャストラーメン構造で板状14階建て集合住宅)他3件に適用したシェルコラムの製造から施工までの適用成果をまとめている。

第5章「建築生産・維持管理におけるセンサおよび情報技術の有効活用に関する研究」の研究実施期間は、2016～2018年である。本技術開発では、住宅・建築物にセンサモニタリング技術を取り込み、それを住民・建築ユーザが活用して建築物の維持管理や生活向上に役立たせるための日常点検が可能な建築部材の濡れモニタリングシステムを構築することを目標として研究開発した。予備実験として実験室レベルで濡れセンサの基本的な特性を確認し、更に無線LANを活用した新たな濡れ計測システムを開発して既存の鉄筋コンクリート造建築物に適用し、濡れ計測システムの有効性を検証できた。本章は、その研究開発成果をまとめている。

第6章「総括」では、本論文における研究成果を総括して結論を示している。

第2章 コンクリートのポンプ圧送性に関する技術

2.1 はじめに（研究実施期間：1983～1996年）

技術の背景として、当時超高層 RC 造住宅の構築のため、高強度・高流動コンクリートなどの特殊なコンクリートの使用が増加していた。しかし、高強度・高流動コンクリートではスランプが同じであっても、通常のコンクリートとは著しく異なったポンプ圧送性とコンクリートの品質変化を示すことが報告されていた。また、当時の指針「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1979年版）」¹⁾には、高強度コンクリートに関する管内圧力損失K値の基準図が示されていない。

そこで、筆者は、この現象を明らかにするために、自ら行った軽量2種コンクリートの高所圧送工事およびコンクリート充填鋼管（CFT）造柱のポンプ圧入工事の実験研究成果と過去の文献を調査して得た結果を整理し、日本建築学会「コンクリートポンプ工法小委員会」に参画し、「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」²⁾において表2.1に示す章と付録を解説執筆した。

表 2.1 日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」²⁾
の解説執筆した章および付録

目次	解説執筆委員
2章 施工計画	鬼塚雅嗣 妻鳥 淳二
5章 圧送および打込み	鬼塚雅嗣
付2 試験圧送方法（案）	鬼塚雅嗣
付3 特殊な圧送の実施例	鬼塚雅嗣

本章は、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」に自ら新たに提案し、採用された以下の技術を中心にまとめた。

- ① 普通コンクリートと高強度コンクリートを区分して提案した「管内圧力損失K値の基準図」
- ② 今後採取されるデータを統一した有効なデータとするために提案した「試験圧送方法（案）」

なお、上記技術提案は、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」に採用され、最新版である日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（2009年版）」³⁾においても踏襲されている。

2.2 各種コンクリートのポンプ圧送性と品質変化に関する施工実験

2.2.1 軽量2種コンクリートの高所圧送に関する考察

コンクリートポンプによる軽量コンクリートの高所圧送では、人工軽量骨材の加圧吸水に伴うコンクリートの品質変化や管内圧力損失の増加が生じやすい。そこで、設計上の要求品質を満足し、かつポンプの閉そくを生じさせずに圧送するためには、施工計画の段階でコンクリートの圧送性や品質変化を予測する必要がある。

コンクリートの圧送性については、現在までに理論解析や実験研究が多く行われてきている。しかし、圧送負荷を算定する場合の基礎となる管内圧力損失K値についてはコンクリートのレオロジー定数のみから理論的に求めることは難しく、実測値やそれに関する実験定数を求めた上でそれを予測することが実用的であると言われている。また、圧送前後におけるコンクリートの品質変化についても過去の実績から予測していることが多い。特に、当時粗骨材・細骨材に軽量骨材を使用する軽量2種コンクリートを高所圧送する施工事例は少なかった。

地上29階のAビルの床版コンクリート工事では、従来のものより品質を向上させた指定スランプ20cm、単位水量176kg/m³の軽量2種コンクリートを109mの高さまで直接コンクリートポンプにて高所圧送した。使用したコンクリートは、調合や粗骨材吸水率が過去の圧送実験と異なっており、この種のデータは当時ほとんどなかった。そこで施工に当たっては、中間階（19・20階）のコンクリート打設時に管内圧力測定や圧送前後の品質変化試験を行い、最上階（28階）でのコンクリート打設におけるポンプ能力の適否およびコンクリート調合の補正などの要否を検討した。また、最上階でも同種の確認試験を行い、予測との比較検証を行い、軽量2種コンクリートのポンプ圧送性とコンクリートの品質変化に影響を及ぼす要因について解明した。

2.2.1.1 測定概要

2.2.1.1.1 測定計画

(1) 因子と水準

ポンプ圧送条件に関する因子と水準を表2.2に示す。打設階として、中間階（19階・20階）と最上階（28階）の3水準を設定した。コンクリートポンプの吐出量は、各階とも20, 30, 40 m³/hの3水準を設定した。

表2.2 因子と水準

因子	水準
打設階（圧送高さ）	19階（67.0m），20階（70.5m），28階（109.0m）
コンクリートポンプの吐出量	20,30,40m ³ /h

(2) コンクリートの材料と調合

人工軽量骨材は、造粒型であるビルトンを使用した。人工軽量骨材の事前吸水（現行の用語の定義は「プレソーキング」）率は、コンクリートの圧送性や品質変化に大きく影響することが分かっており、事前吸水率は粗骨材では28±2%、細骨材では16±2%とした。使用した骨材の物性試験結果を表2.3に示す。指定スランプは、圧送によるスランプ低下を2cmと予測し、指定スランプ18cm+2cm=20cmとした。また、コンクリートのひび割れ防止および耐久性向上を図るため、単位水量を180kg/m³以下に抑えた。使用したコンクリート調合を表2.4に示す。なお、S I単位以前のデータについては、これ以降すべてS I単位に変換した。

表2.3 骨材の物性試験結果

種類	絶乾比重	表乾比重	事前吸水率(%)	粗粒率	ふるい通過率(%)								
					0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	10	12	
細骨材	川砂	2.55	2.59	1.73	2.61	5	32	53	69	84	96	100	-
	軽量骨材	1.60	1.86	16.1	2.71	13	24	41	60	91	100	-	-
粗骨材	軽量骨材	1.24	1.60	28.8	6.41	-	-	-	-	-	4	55	100

表2.4 軽量コンクリートの調合

調合No	設計基準強度(N/mm ²)	強度補正(N/mm ²)	呼び強度(N/mm ²)	W/C (%)	スランブ(cm)	細骨材率(%)	単位水量(kg/m ³)	重量調合(kg/m ³)					気乾単位容積質量Wd(t/m ³)
								セメント	細骨材			AE減水剤	
									川砂	軽量骨材	粗骨材		
1	18	0	18.0	58.7	20	51.7	176	300	513	243 282	410 525	3.00	1.649
2		1.5	19.5	58.0		51.6	176	304	503	248 288	410 525	3.04	1.649
3		3.0	21.0	56.0		51.3	176	315	482	254 295	410 525	3.15	1.649
4		4.5	22.5	53.5		50.9	177	331	455	262 305	410 525	3.31	1.619
5		6.0	24.0	51.5		50.5	178	346	426	272 316	410 525	3.46	1.651

注1) 実験当時は、現行のS値ではなく、温度補正值Tによる調合設計を行っていた。

注2) 骨材の上段は絶乾比重、下段は表乾比重

注3) 気乾単位容積質量は、JASS5算定式 $Wd = (G_o + G_o' + S_o + S_o' + 1.25C_o + 120) / 1000$ に拠る。

(3) コンクリートポンプおよび輸送管

コンクリートポンプは、各階打設時における圧送負荷を算定し、これとポンプの圧送能力を比較検討することによって、表2.5に示す油圧ピストン式の3機種を選定した。輸送管は、圧送抵抗を少なくするため、水平管・鉛直管とも5B管とし、高圧が作用する約50mの高さまでは、高圧仕様のものを用いた。ベント管は、コンクリートポンプを設置した1階立上がり部で1.0mR、打設階で0.5mRを使用した。これらの輸送管は、エレベーターシャフトを利用して配管し、各階毎にU字型バンドで鉄骨梁に固定した。

表2.5 使用したコンクリートポンプの仕様

打設階		4~19	20~27	28
種類	機種	DC-A1000B	DC-A900	DC-A1000BR
	シリンダー	(Aシリンダー)	(Bシリンダー)	(高圧仕様)
	弁形式	板弁	板弁	管弁
最大吐出量(m ³ /h)		100	65	65
コンクリートシリンダー径(mm)		φ 215	φ 180	φ 205
油圧シリンダー径(mm)		φ 95	φ 100	φ 120
最高ストローク長(mm)		1600	1450	1650
最高主油圧(N/mm ²)		23	21	24
理論吐出圧(N/mm ²)		4.49	6.48	8.22
最高ピストン前面圧(N/mm ²)		4.2	5.5	7.8

(4) 測定項目と方法

表2.2に示した圧送条件に応じ、圧送前後のコンクリートの品質変化を測定した。これらの試験項目とその方法を表2.6に示す。また、測定対象としているコンクリートのポンプ圧送時における管内圧力やコンクリートポンプの運転状態を測定した。これらの測定項目と方法を表2.7に、管内圧力計測管取付け位置および管内圧力計測管の構造図を図2.1および図2.2に示す。

表 2.6 コンクリートの試験項目と方法

試験項目	試料採取数・試験回数	試験方法	養生方法	
フレッシュ コンクリート	スランプ	4	JIS A 1101	—
	スランプフロー	4		—
	空気量	4	JIS A 1128	—
	コンクリート温度	4	棒状温度計にて測定	—
	単位容積質量	4	JIS A 1116	—
	ブリーディング量	1	JIS A 1123	—
	粗骨材吸水率	2	JIS A 1135	—
硬化した コンクリート	圧縮強度	15	JIS A 1108	材齢4週まで20℃水中 以後20℃、RH65%気中
	静弾性係数		コンプレッソメータ法	
	付着強度	6	SD390 D19鉄筋使用	
	長さ変化	3	JIS A 1129	材齢1週まで20℃水中 以後20℃、RH65%気中
	単位容積質量		—	

注1) これらの試験は、いずれも圧送前後にコンクリートについて行った。圧送後の試料は、ホッパーの容量

配管長さおよび吐出量を考慮して、圧送前の試料と同一のコンクリートから採取した。

注2) フレッシュコンクリートの試験回数は、圧送条件の水準毎の数を示す。ここで、測定は生コン車1台につき1回行った。

注3) 硬化したコンクリートの試験採取は、それぞれの打設階で吐出量が30m³/hの場合のみ行った。

注4) 付着強度試験は28階のみについて行った。

表 2.7 コンクリートポンプの測定項目及び方法

測定項目	測定回数 ^{※1}	測定方法
油ポンプ回転数	4	ポンプ車回転計より目視する。
ストローク回数	4	10ストローク所要時間より1分間当りのストローク数を測定する。
実吐出量	4	ミキサ車(4.5m ³)の圧送所要時間を測定して逆算する。
作動油温度	4	ポンプ車油温計より目視する。
主油圧	4	ポンプ車主油圧計より目視する。
管内圧力	4	図2.1および図2.2参照
打設階配管長さ	4	打設階の各階毎の本数、長さおよびフレキシブルホースの配管方法を測定する。

※1: 測定回数は、圧送条件の水準毎の数を示す。ここで、測定は生コン車1台につき1回行った。

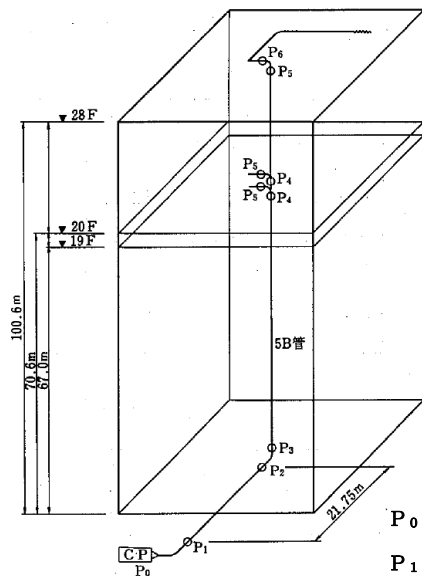


図 2.1 管内圧力計測管取付け位置

P₀: ピストン前面圧
P₁: 配管根元圧

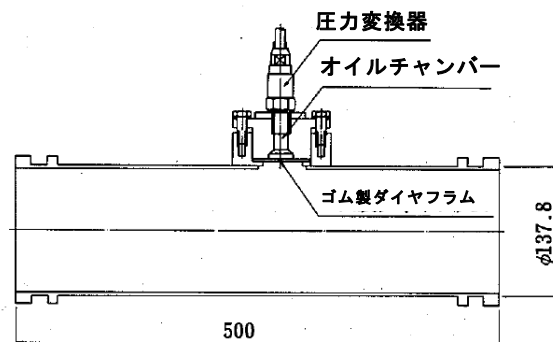


図 2.2 管内圧力計測管構造図

2.2.1.2 測定結果および考察

(1) フレッシュコンクリートの品質

圧送前後のフレッシュコンクリートの品質試験結果を打設階ごとに平均してまとめたものを表2.8に示す。また、すべての測定結果について、圧送前後の品質変化を比較したものを図2.3～図2.8に示す。

表2.8 フレッシュコンクリートの品質試験結果

測定階	スランブ (cm)			スランブフロー (cm)			空気量 (%)			コンクリート温度 (°C)			単位容積質量 (kg/m³)			粗骨材吸水率 (%)		ブリーディング量 (cc/cm²)	
	工場出荷時	圧送前	圧送後	工場出荷時	圧送前	圧送後	工場出荷時	圧送前	圧送後	工場出荷時	圧送前	圧送後	工場出荷時	圧送前	圧送後	圧送前	圧送後	圧送前	圧送後
	19F	21.5	20.6	18	39.0	38.0	29.7	5.5	5.1	4.6	11.7	12.1	13.2	1762	1770	1842	29.2	29.0	0.14
20F	21.0	20.2	18.3	37.0	36.2	30.8	5.3	5.3	4.2	12.0	11.2	11.3	1777	1773	1835	26.0	26.5	0.14	0.12
28F	21.0	20.5	18.9	37.0	36.5	34.9	5.5	5.5	3.5	21.0	21.5	20.5	1830	1840	1840	28.6	28.5	0.14	0.12

注1) 数値は12回の平均値。ただし、粗骨材吸水率は6回の平均値、ブリーディング試験は1回の測定値である。

スランブおよびスランブフローは、圧送前後でそれぞれ平均1.8cmおよび3.8cm低下した。圧送前後で、空気量は平均1.2%減少し、単位容積質量は平均66kg/m³増加した。粗骨材吸水率は、圧送後に増加するものと予想したが、圧送前後で明瞭な差異は認められなかった。この原因として以下のことが推定される。

- ① 圧送前粗骨材吸水率（ブリーディング率）が28±2%と高く、圧送による加圧吸水量が少なかった。
- ② 加圧吸水量のほとんどが試験時まで放出された。

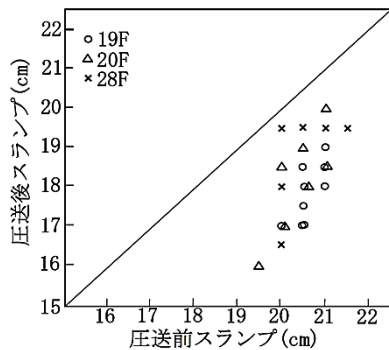


図2.3 圧送前後のスランブ変化

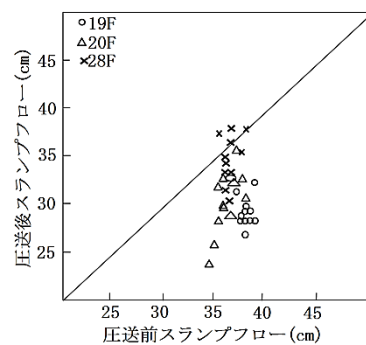


図2.4 圧送前後のスランブフロー変化

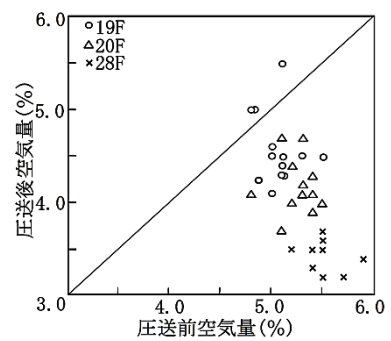


図2.5 圧送前後の空気量変化

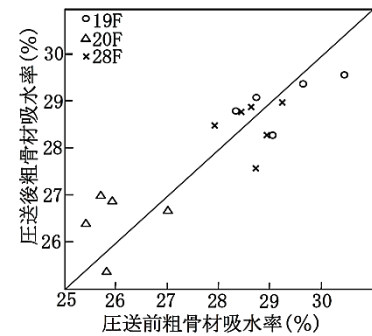


図2.6 圧送前後の粗骨材吸水率変化

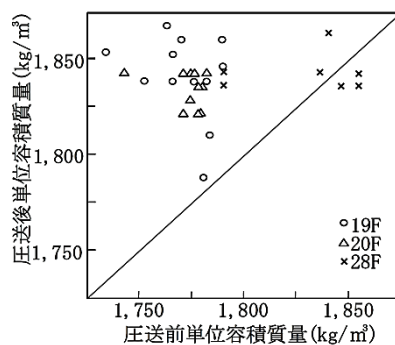


図2.7 圧送前後の単位容積質量変化

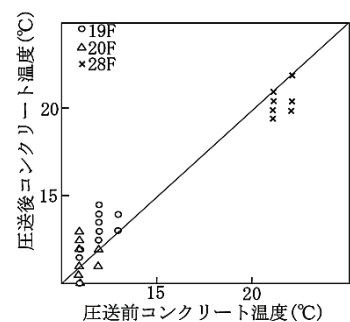


図2.8 圧送前後のコンクリート温度変化

また、圧送前のスランプが同一であっても圧送前後のバラツキは大きい。全体としては、圧送前のスランプが小さい程、圧送前後のスランプ低下は大きい傾向にある。圧送前のスランプと圧送前後のスランプ低下の関係を明確にするために、各吐出量ごとあるいは各打設階ごとに検討したところ、20階の測定結果については明瞭な関係が得られた（図2.9参照）。この要因としては、20階では粗骨材の吸水率が26%と他の測定階より3%程度小さく、圧送による粗骨材の加圧吸水による影響が顕著に表われたものとする。また、吐出圧である実ピストン前面圧と圧送前後のスランプ低下の関係を図2.10に示す。実ピストン前面圧が増加するにともない、圧送前後のスランプ低下は大きくなっている。しかし、粗骨材の事前吸水率が高いためかその値は既往の報告⁴⁾より小さい。

圧送前のスランプフローのバラツキは小さいが、圧送後のスランプフローはバラツキが大きい。また、圧送前スランプフローと圧送前後のスランプ低下について検討を行ったところ、20階において図2.9と同様に図2.11の関係が得られた。

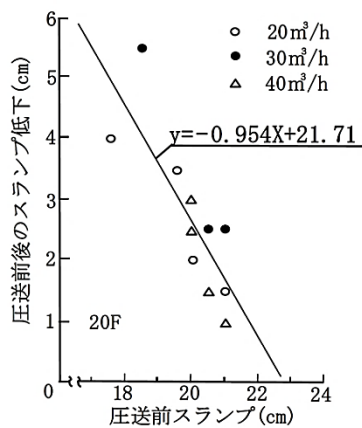


図2.9 圧送前スランプと圧送前後のスランプ変化（20F）

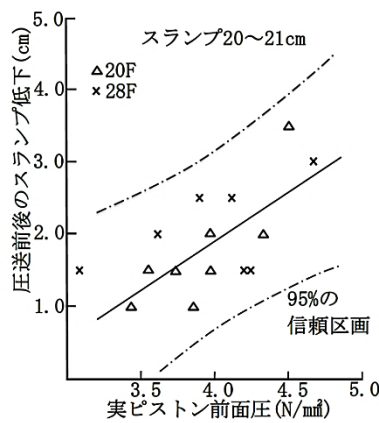


図2.10 実ピストン前面圧と圧送前後のスランプ低下（20F）

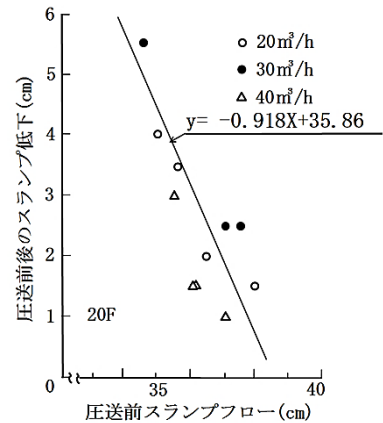


図2.11 圧送前スランプフローと圧送前後のスランプ低下（20F）

(2) 硬化したコンクリートの品質

硬化したコンクリートの試験結果を表2.9に示す。

表2.9 硬化したコンクリートの試験結果

測定階	試料採取位置	圧縮強度 ^{注2)} (N/mm ²)				静弾性係数 (×10 ⁴ N/mm ²)				付着強度 ^{注3)} (N/mm ²)		乾燥収縮率 (×10 ⁻⁴)		気乾単位容積質量 (t/m ³)	
		1W	4W	13W	26W	1W	4W	13W	26W	4W	13W	13W	26W	13W	26W
19F	圧送前	19.2	32.4	43.1	39.2	-	1.70	1.67	1.60			6.93	7.79	1.62	1.61
	圧送後	-	31.0	41.0	39.1	-	1.68	1.68	1.72			6.39	7.17	1.62	1.61
20F	圧送前	19.9	33.4	43.5	42.8	-	1.72	1.70	1.68			6.6	7.51	1.63	1.62
	圧送後	-	32.3	42.5	39.8	-	1.70	1.65	1.64			6.08	7.18	1.64	1.63
28F	圧送前	18.8	32.9	38.5	44.4	-	1.63	1.63	1.59			6.12	7.40	1.61	1.60
	圧送後	-	31.2	38.2	39.3	-	1.62	1.55	1.59			5.81	7.29	1.63	1.59
平均	圧送前	19.3	32.9	41.7	42.1	-	1.68	1.67	1.62	6.34	6.5	6.55	7.57	1.62	1.61
	圧送後	-	31.5	40.6	39.4	-	1.67	1.62	1.65	6.48	7.1	6.09	7.21	1.63	1.61

注1) 数値は3個の平均値

注2) 圧縮強度は4週標準水中養生

注3) 表中の値は、自由端すべり量0.038(0.02D)mmにおける付着強度

a. 圧縮強度

材齢28日では、圧送前の平均32.9N/mm²に対して圧送後は31.5N/mm²であり、1.4 N/mm²低下した。材齢91日では、圧送前の平均41.7N/mm²に対して圧送後は40.6N/mm²であり、1.1 N/mm²低下した。低下率でみると、材齢28日で4.3%、材齢91日で2.6%であった。高所圧送による強度低下の原因としては、圧送による粗骨材の吸放水にあると考える。

b. 静弾性係数

静弾性係数は、打設階によってばらつきはあるものの、全体としては圧送前後で明瞭な差異は認められなかった。材齢とともに静弾性係数はやや低下する傾向にある。

(3) コンクリートの圧送性

コンクリートの圧送性は、調合が同じであっても、コンクリートポンプの吐出量、圧送距離などに影響を受ける。本章では、スランブを20～21cmの範囲に限定し、吐出量や圧送距離（圧送高さ）が変化した場合にコンクリートポンプの主油圧および管内圧力がどのように変動するかを中心にまとめた。また、同調合のコンクリートであっても、スランブや吐出量以外で圧送性に影響を及ぼす要因の可能性についても考察した。

a. 実主油圧

実吐出量と実主油圧との関係を図2.12に示す。実吐出量が多くなるにつれて実主油圧は直線的に増加することがわかる。DC-A1000Bを使用した19階では実主油圧が限界に近いのに対し、DC-A1000BRを使用した28階ではかなりの余裕がある。ただし、コンクリートポンプ車ごとにコンクリートシリンダーと油圧シリンダーの面積比が異なるため、実主油圧だけで圧送負荷の大小を比較することはきかない。

b. 実ピストン前面圧

吐出圧としての実ピストン前面圧は、次式から求めた。

$$P_f = (P_0 - P_0') / (d^2/D^2) \quad \dots\dots\dots \text{式 (2.1)}$$

- ここに P_f : 実ピストン前面圧 (N/mm²)
- P_0 : 実主油圧 (N/mm²)
- P_0' : 無負荷時実主油圧 (N/mm²)
- d : 油圧シリンダー径 (mm)
- D : コンクリートシリンダー径 (mm)

実吐出量と実ピストン前面圧の関係を図2.13に示す。実ピストン前面圧は実主油圧と同じように、実吐出量が多くなるにつれて直線的に増加している。圧送能力について見れば、実吐出量 40 m³/h 以下に抑えるならば DC-A900 と DC-A1000BR は十分な余裕を持っていることが分かる。また、19, 20 階打設時の実ピストン前面圧は、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針案・同解説」(1979年版)¹⁾からの推定値と近似しているにもかかわらず、28 階打設時には実吐出量 30 m³/h の場合の推定値より約 1.5N/mm²小さい。実ピストン前面圧は、管内圧力損失を累加したものであるため、この原因については d 項で考察する。

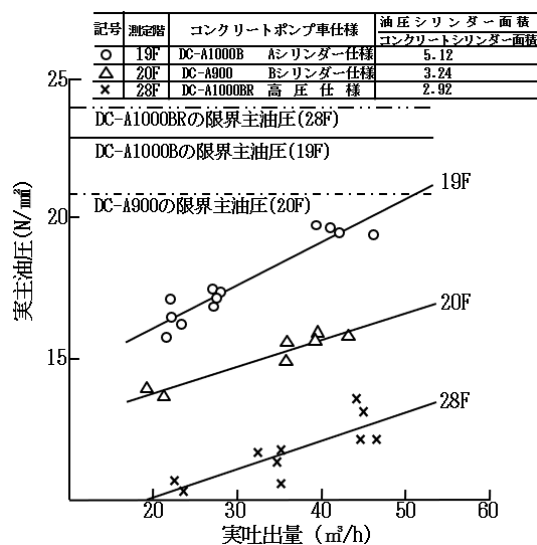


図 2.12 実吐出量と実主油圧の関係

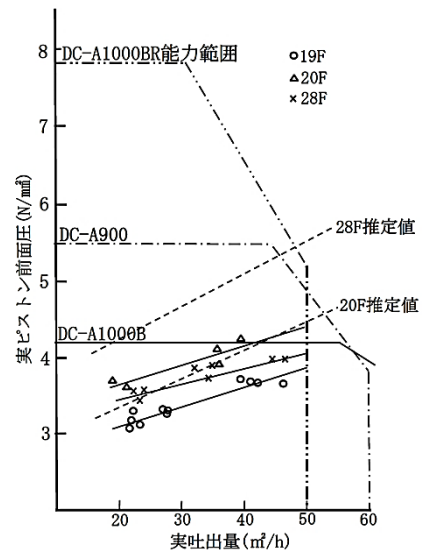


図 2.13 実吐出量と実ピストン前面圧の関係

c. 管内圧力分布

20Fのコンクリート圧送時の管内圧力分布を図2.14に示す。管内圧力は従来の測定と同じように実吐出量が多くなるにつれて増加しているとともに、ポンプに近いほど圧力勾配は大きくなっている。もっとも圧力勾配が大きいピストン前面圧(P_0)と配管根元圧(P_1)間の圧力差の傾向をみるために、両者の関係を図2.15に示す。配管根元圧 P_1 はピストン前面圧 P_0 より $0.2\sim 0.7\text{ N/mm}^2$ 小さく、ピストン前面圧 P_0 が高いほど両者の圧力差は大きくなる傾向にある。

また、実吐出量を一定にした場合の圧送前スランプと管内圧力との関係の一例を図2.16に示す、スランプ19cmと21cmでは、ピストン前面圧 P_0 で約 0.9 N/mm^2 の圧力差が生じていることがわかる。また、スランプが小さくなるにつれて測定区間の圧力差は大きくなり、その傾向はポンプに近くなるほど顕著である。

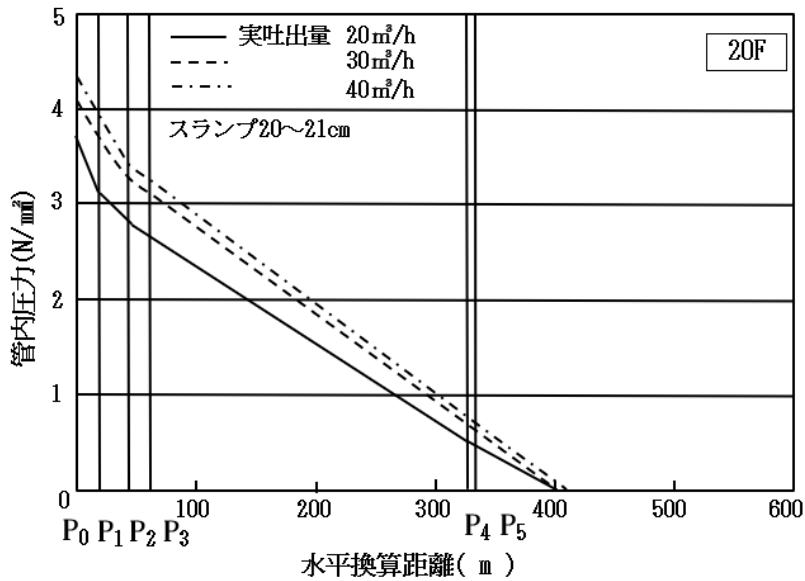


図 2.14 管内圧力分布 (20F)

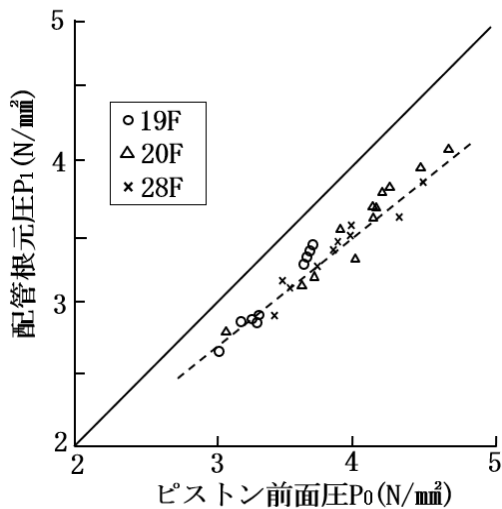


図 2.15 ピストン前面圧と配管根元圧の関係

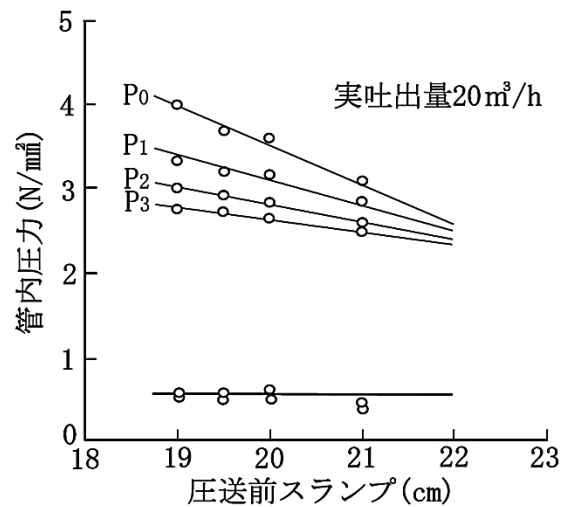


図 2.16 圧送前スランプと管内圧力の関係

d. 管内圧力損失

20F の圧送前スランプが 20cm～21cm の場合における実吐出量と管内圧力損失の関係を図 2.17 に示す。管内圧力損失は、実吐出量が多くなるに従い直線的に増加するとともに、前記指針¹⁾のデータに近似しているものもある。しかし、測定値のバラツキは同一階で小さいものの、各打設階での平均値に、そのバラツキ以上の差異が見られる。特に 28 階において指針の値よりかなり小さい。この原因を明らかにするために、コンクリートの品質とコンクリートポンプの性能の面から考察する。まず、コンクリートの品質では、圧送前スランプと粗骨材吸水率の影響について考える。圧送前スランプと管内圧力損失の関係が比較的明瞭に表われている 20 階での測定例を図 2.18 に示す。これによるとスランプが 1cm 増加すると、管内圧力損失は水平管・鉛直管とも約 0.002 N/mm² 低下する。しかし、この値は図 2.17 に示される各打設階間による差異よりも小さいことと、平均値としてのスランプが 1cm 異なることは考えにくいので、図 2.17 において圧送前スランプの影響は少ないと判断できる。

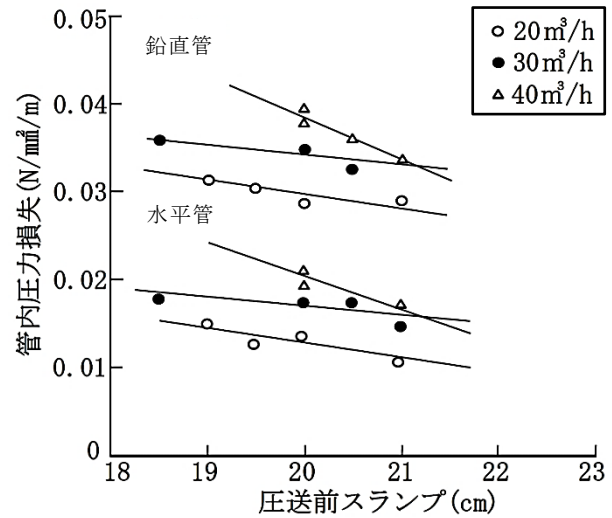
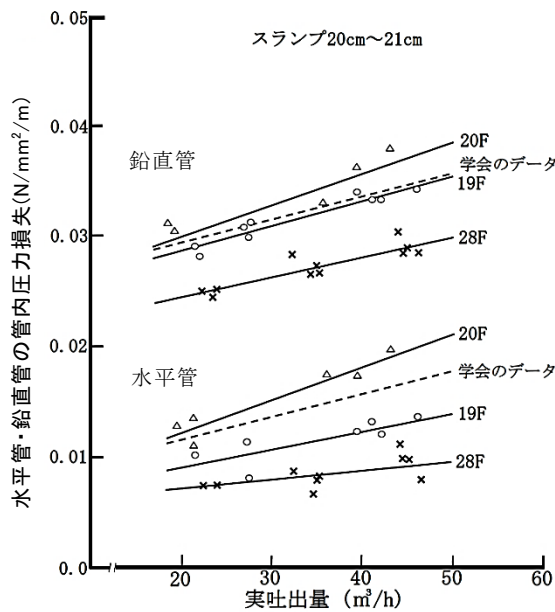


図 2.17 実吐出量と管内圧力損失との関係 図 2.18 圧送前スランプと管内圧力損失の関係

20F 打設時の圧送前スランプが 20cm～21cm の場合における粗骨材吸水率と管内圧力損失の関係を図 2.19 に示す。これによると粗骨材吸水率が増加するにともない管内圧力損失は低下する傾向がある。しかし、28 階では 19 階より粗骨材吸水率が高いにもかかわらず、管内圧力損失は低下している。この原因については、他の要因を考える必要がある。コンクリートポンプは、表 2.5 に示した 3 機種を使用したがる、これらの大きな違いは最大理論吐出圧力とともに吐出弁の形式である。それぞれのコンクリートポンプを使用した場合の実吐出量と容積効率の関係を図 2.20 に示す。28 階で使用した管弁形式 DC-A1000BR の C 機種は、他の 2 機種に比べて容積効率が高い。これは、セメントペースト分の漏れが少ないことによる。一方、他の機種は容積効率が低く、コンクリートシリンダー内に水や空気を大量に吸入すると、これが管壁のセメントペースト分を減少させるため、管面との摩擦抵抗が大きくなるとされている。したがって、管内圧力損失が小さくなる原因の一つとして、管弁形式による容積効率の向上が考えられる。

以上のことから、28階の管内圧力損失や実ピストン前面圧が19階、20階より小さくなった原因は、粗骨材吸水率とともにコンクリートポンプの機種、特にポンプピストンの弁形式による違いである可能性が高い。また、これらの影響の程度は、図2.21の概念図で表わすことができる。

仮に、同一のコンクリートポンプ車 DC-A1000B（板弁）を用いた場合、管内圧力損失は粗骨材吸水率の影響がもっとも大きいと考えられる。したがって、高所圧送においてコンクリートポンプ車の選定においては、ポンプピストンの弁形式も確認する必要がある。

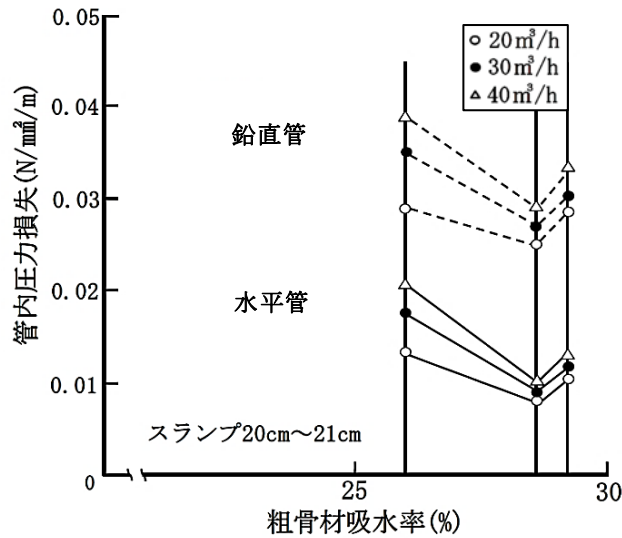


図 2.19 粗骨材吸水率と管内圧力損失の関係

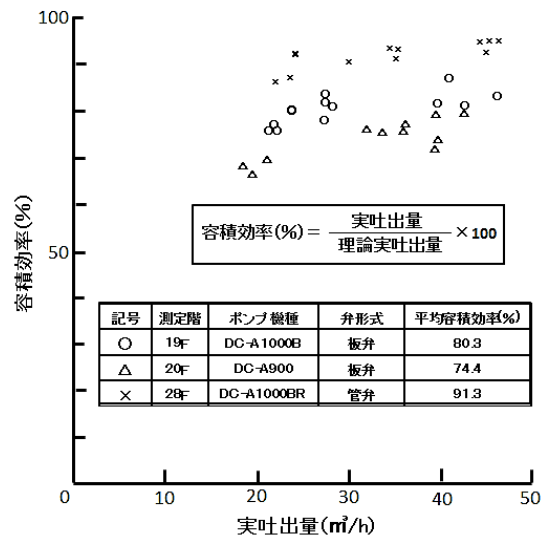


図 2.20 実吐出量と容積効率の関係

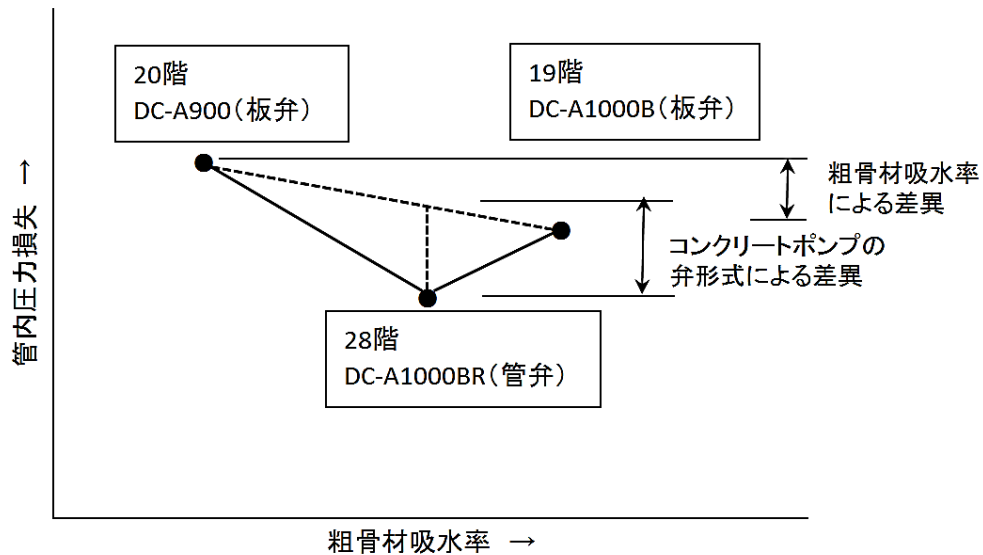


図 2.21 粗骨材吸水率およびコンクリートポンプと管内圧力損失の関係（概念図）

2.2.2 コンクリート充填鋼管（CFT）造柱のポンプ圧入に関する考察

コンクリート充填鋼管（CFT）造は、鋼管の内部にコンクリートを充填した構造で、主として柱に用いられている。CFT造柱への充填コンクリートの打設方法には、①落とし込み充填工法、②ポンプ圧入工法の2種類がある。

図2.22に示すような高さ13～80mまでの内ダイアフラム形式(図2.23および図2.24参照)のCFT造柱51本に充填コンクリートをポンプ圧入工法で行う計画とした。CFT造柱80mを1回でポンプ圧入することは困難と考え、施工計画立案のための実大施工実験を行い、その結果に基づいて実施工を行った。本章はその結果をまとめたものである。この事例の特徴は、CFT造柱80mを2分割し、第1回目44mをポンプ圧入後、第2回目は44mの高所圧送したコンクリートを更に36mの2回目圧入したこと、ダイアフラム開口の形状および圧入高さを考慮し、充填コンクリートとしてブリーディングや沈降がほとんどない高流動コンクリートを用いたことである。

2.2.2.1 実大施工実験

2.2.2.1.1 実験概要

監理技術者と事前検討を重ねた結果、実施工の予測が可能な高さと考えられる高さ9m（基準階3フロア分）のCFT造柱を模擬した実大模擬柱試験体を製作し、これに高強度・高流動コンクリートをポンプ圧入する施工実験を行い、以下の項目を検討した。

- ① ダイアフラム下端に空隙を生じさせないコンクリートの調合および圧入方法（圧入高さ、圧入速度など）
- ② 充填コンクリートの圧送および圧入前後の品質変化
- ③ 充填コンクリートの鋼管内高さ方向のコア強度分布
- ④ 充填コンクリート天端の沈下量およびブリーディング量
- ⑤ 標準供試体強度とコア強度の差
- ⑥ 圧入負荷（液圧に対する増加分）とポンプ車から圧入口間の圧送負荷
- ⑦ 誘導管である曲がり管が不要である根拠となる資料

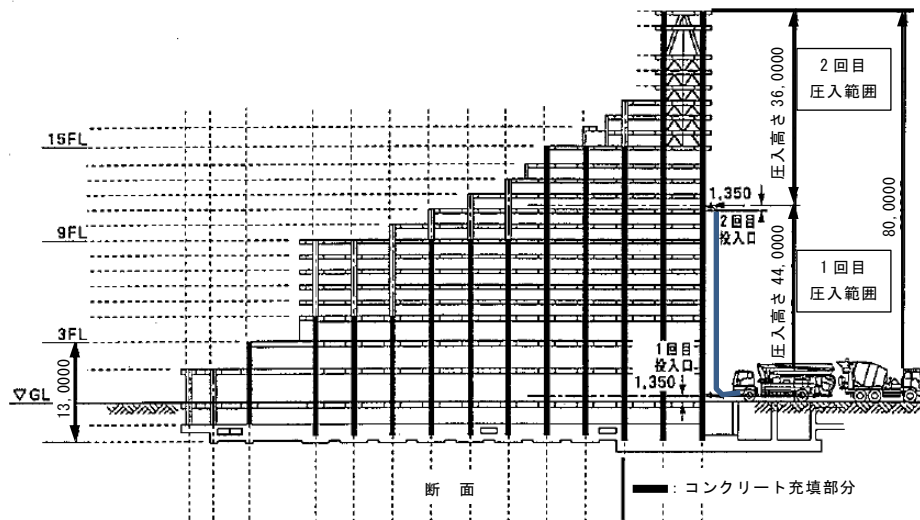


図 2.22 コンクリート充填鋼管柱の圧入範囲

2.2.2.1.2 実験計画

(1) 実験の因子と水準

本実験の因子と水準を表 2.10 に示す。内ダイアフラムの形状がタイプ I (□-900×900) とタイプ II (□-700×700) の 2 水準を設定した。

表 2.10 実験の因子と水準

因子	水準	
	タイプ I	タイプ II
柱タイプ	タイプ I	タイプ II
柱寸法	□-900×900 (開口率より圧入が最も困難な柱寸法)	□-700×700 (代表的な柱寸法)
圧入高さ(m)	6.5	7.0
コンクリートの調合	W/C=35%	
先送りモルタル	充填コンクリートから粗骨材を除いた調合のモルタル	
圧入速度	25m ³ /h	

(2) 使用材料およびコンクリートの調合

充填コンクリートは、高炉セメント B 種を用い、所要設計基準強度 36N/mm² であるが、所定のスランプフローを満足するために設計基準強度 60N/mm² レベルの表 2.11 に示す高強度・高流動コンクリートを用いた。

表 2.11 コンクリートの調合

使用セメント	W/C (%)	s/a (%)	単位量 ^{注1)}				
			W	C	S	G	Ad
高炉B種	35.0	50.0	170	486	816	844	1.40
			170	160	315	315	(C×%)

注1) 上段は単位重量kg/m³、下段は単位容積(ℓ/m³)

(3) 試験体の形状および寸法

実大模擬柱試験体の形状および寸法を図 2.23 に、内ダイアフラムの形状および寸法を図 2.24 に示す。ダイアフラムの枚数は、タイプ I で 17 枚、タイプ II で 9 枚とした。

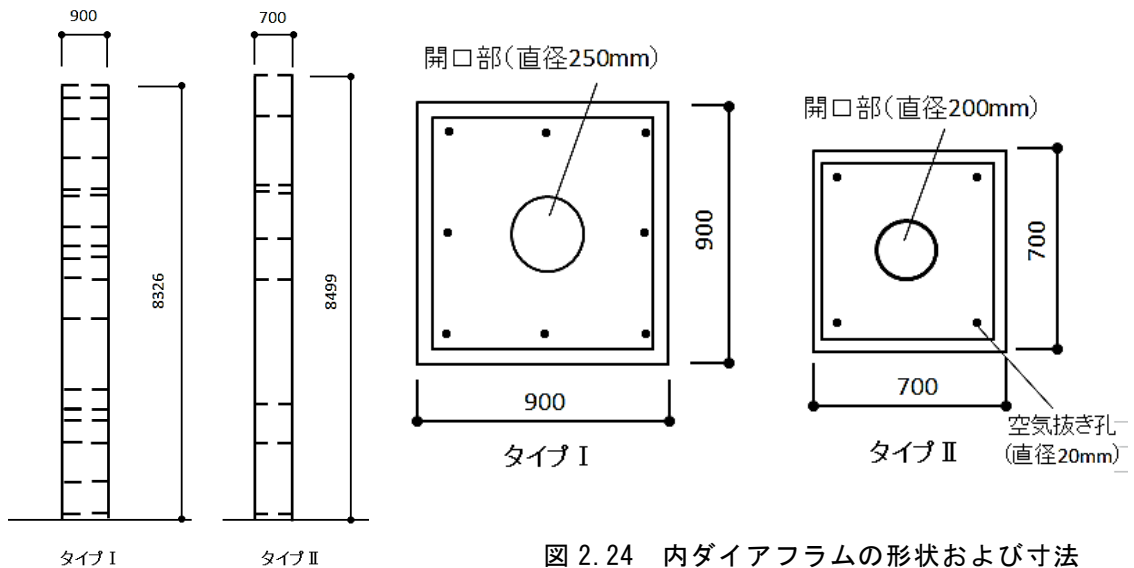


図 2.24 内ダイアフラムの形状および寸法

図 2.23 試験体の形状および寸法

(4) 実験方法

充填コンクリートに用いた高強度・高流動コンクリートは、レディーミクストコンクリート工場にて、強制二軸コンクリートミキサ（容量 3m³）を使用して材料一括投入により 90 秒間練り混ぜた後、アジテータ車によって実験場所まで運搬した。コンクリートポンプ車は、ピストン式ポンプ車 DC-A1000BR（最大吐出量 65 m³/h, 最大理論吐出圧力 8.22N/mm²）を使用し、配管径は 5B（125A）管とし、圧入口には誘導管である曲がり管を設けない図 2.25 の形状とした。誘導管である曲がり管を設けなかった理由は、実験によって確認し、曲がり管が必要としないデータを示せば不要であるということで、監理技術者の承認を得て行った。ポンプ圧入を行う前に、ストップバルブまでの輸送管部分は計画したコンクリートの調合から粗骨材を取り除いた調合の先送りモルタルを 1 m³ 圧送し、先行水とともに廃棄した。充填コンクリートのポンプ圧入は連続して行い、コンクリートの吐出量は約 25 m³/h とした。

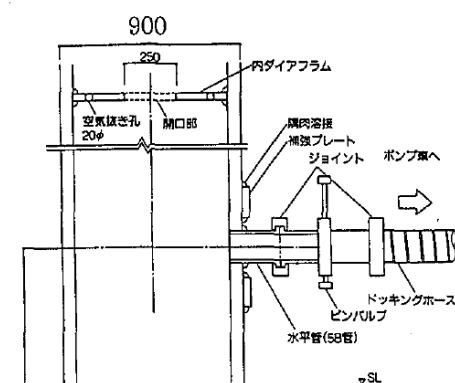


図 2.25 圧入口の形状および寸法

(5) 試験項目および試験方法

本実験で行った試験項目および試験方法を表 2.12 に示す。

a. 充填コンクリートの品質

圧入前コンクリートの品質については、スランプ、スランプフロー、空気量、単位容積質量、コンクリート温度に関して表 2.12 に示すフレッシュコンクリートの品質管理基準に従い試験を行った。硬化コンクリートの品質として充填コンクリートの圧縮強度を表 2.13 に示す要領で採取し、試験を行った。

b. コンクリートの充填状況

実大模擬柱試験体のコンクリート天端に非接触型のレーザー変位計を設置して、圧入完了直後からコンクリート天端の変位を図 2.26 に示す方法で測定した。実大模擬柱試験体の各ダイアフラム下端のコンクリート面の空隙の深さおよび空隙面積率を測定した。

c. 圧入後コンクリートの品質

材齢 28 日において、実大模擬柱試験体からコア供試体を採取し、圧縮強度、静弾性係数、単位容積質量の測定を行い、高さ方向の強度、静弾性係数、単位容積質量の分布や粗骨材の分布状態を確認した。

d. ポンプ圧送性および圧入負荷

設定した吐出量で圧送および圧入した場合の圧入が可能な高さを推定するために、図 2.27 に示す輸送管の位置で管内圧力を測定した。測定には、管内圧力計測管（図 2.2 参照）を用い、測定の方法は自ら提案した方法²⁾に準じて行った。

表 2.12 試験項目および試験方法

区分	試験項目	試験方法	試験の有無			管理基準値		
			出荷時	圧入前	圧入後			
コンクリートの性状	フレッシュコンクリート	スランプ	JIS A 1101	○	○	○		
		スランプフロー		○	○	○		55±10cm
		空気量	JIS A 1128	○	○	○	4.5±1.5%	
		コンクリート温度	棒状温度計にて測定	○	○	○		
		単位容積質量	JIS A 1116	○	○	○		
	硬化コンクリート	圧縮強度	標準水中養生(HS)	JIS A 1108	○	○	○	
			現場水中養生(GS)		○	○		
			現場封緘養生(GH)		○	○		
		静弾性係数	コンプレッソメータ法		○	○		
		単位容積質量	強度用供試体にて測定	○	○	○		
コンクリートの充填状況	コンクリート天端の沈降量	図2.26			○			
	ダイヤフラム下面の空隙	空隙面積率			○			
充填されたコンクリートの品質	コア供試体	圧縮強度	JIS A 1108			○		
		静弾性係数	コンプレッソメータ法			○		
		単位容積質量	強度用供試体にて測定			○		
	コンクリート内部の温度履歴	CC熱電対にて測定			○			
施工性	圧送及び圧入負荷	図2.27	圧送・圧入開始から終了まで					

表 2.13 供試体の採取本数

試験項目	養生方法	採取時期	試験材齢(日)			
			7	28	91	小計
圧縮強度	標準水中	出荷時	—	6	—	6
		圧入前	3	③	③	9
		圧入後	3	③	③	9
	現場水中	圧入前	3	③	—	6
		圧入後	3	③	—	6
	現場封緘	圧入前	—	③	③	6
		圧入後	—	③	③	6

- 注1) 供試体の作製において、締固めは行わなかった。
 注2) 封緘養生供試体は、型枠の上面をビニール袋にてシールし、そのまま保存した。
 注3) 標準養生供試体6本の内訳は、強度試験機の違いを確認するため、工場および研究所でそれぞれ3本ずつ試験を行った。
 注4) ○印は、静弾性係数の測定も行った。

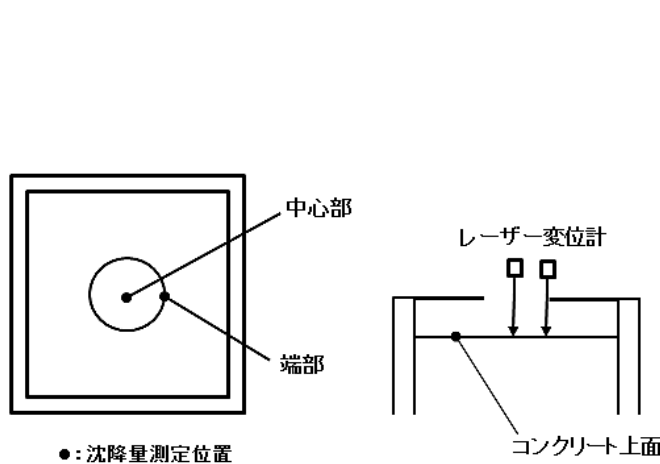


図 2.26 沈降量測定方法

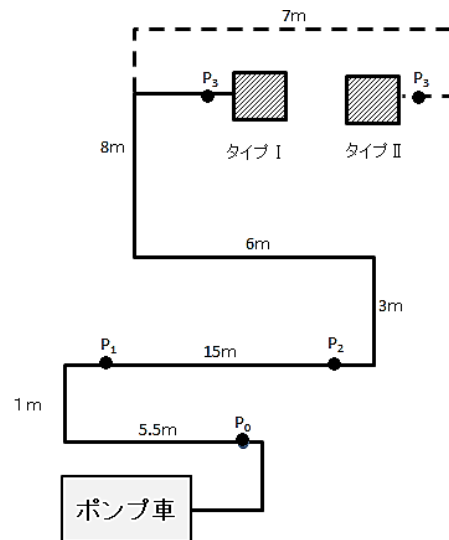


図 2.27 管内圧力測定位置

2.2.2.1.3 実験結果

(1) 充填コンクリートの品質

表 2.14 に充填コンクリートのフレッシュコンクリートの品質結果を示す。圧入前のスランプローおよび空気量は、品質管理基準値 $55 \pm 10 \text{cm}$ 、 $4.5 \pm 1.5\%$ を満足した。圧入後のスランプローは圧入前に比べて 10cm 程度低下した。

表 2.14 フレッシュコンクリートの品質試験結果

試験体名	スランプロー(cm)			空気量(%)			コンクリート温度(°C)		
	出荷時	圧入前	圧入後	出荷時	圧入前	圧入後	出荷時	圧入前	圧入後
タイプ I	52.5 (0)	53.0 (30)	43.5 (90)	4.9	5.5	5.4	16.0	18.0	21.0
タイプ II	65.0 (0)	61.5 (40)	49.5 (85)	4.1	4.2	4.1	19.0	18.0	20.0

注1()内は、出荷時からの経過時間を示す。

充填コンクリートの材齢 28 日の圧縮強度を図 2.28 および図 2.29 に示す。圧入後の圧縮強度は、圧入前に比べて 1N/mm^2 程度低下した。

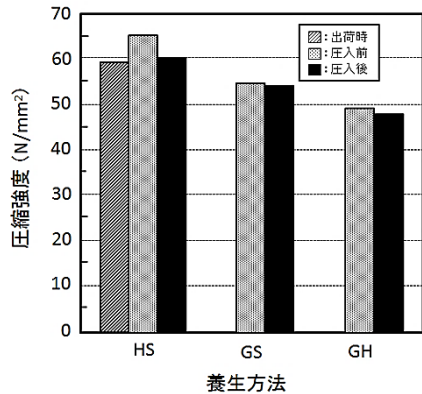


図 2.28 圧縮強度試験結果 (タイプ I)

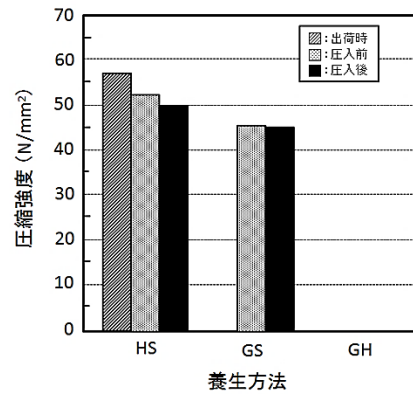


図 2.29 圧縮強度試験結果 (タイプ II)

(2) コンクリートの充填状況

コンクリート天端の沈降量の経時変化を図 2.30 に示す。圧入後約 3 時間で沈降は終了しており、最大で 0.8mm 程度と小さかった。ダイアフラム下面のコンクリートの空隙面積率の高さ方向の分布を図 2.31 に示す。いずれのダイアフラム下面においても全体的な沈下による隙間は認められず、空気溜りによる空隙が発生していた。

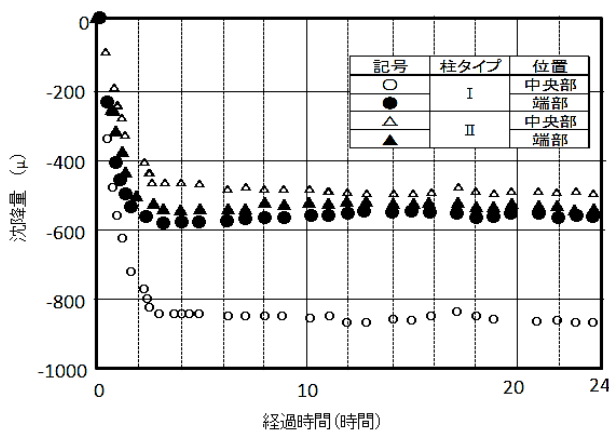


図 2.30 コンクリート天端の沈降量測定結果

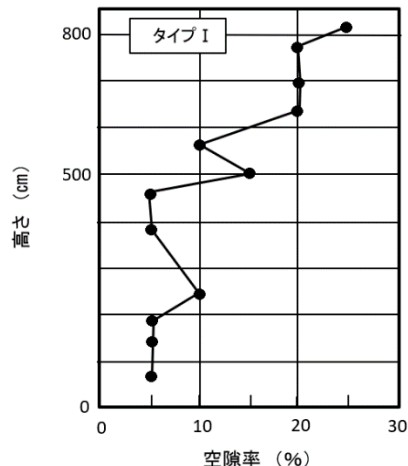


図 2.31 ダイアフラム下面の空隙面積率の分布

(3) 圧入されたコンクリートの品質

コア供試体の材齢 28 日における圧縮強度の高さ方向の分布を図 2.32 に示す。いずれの圧縮強度も設計基準強度 36N/mm² を大きく上回っていた。また、柱中央部および端部の平均圧縮強度は、タイプ I 柱においては、それぞれ 53.6 N/mm², 57.2 N/mm² であり、タイプ II 柱では、54.4 N/mm², 57.7 N/mm² であった。高さ方向の分布としては下部になるほど強度が上昇している。これは、圧密による強度差と考えられ、顕著な差は認められなかった。

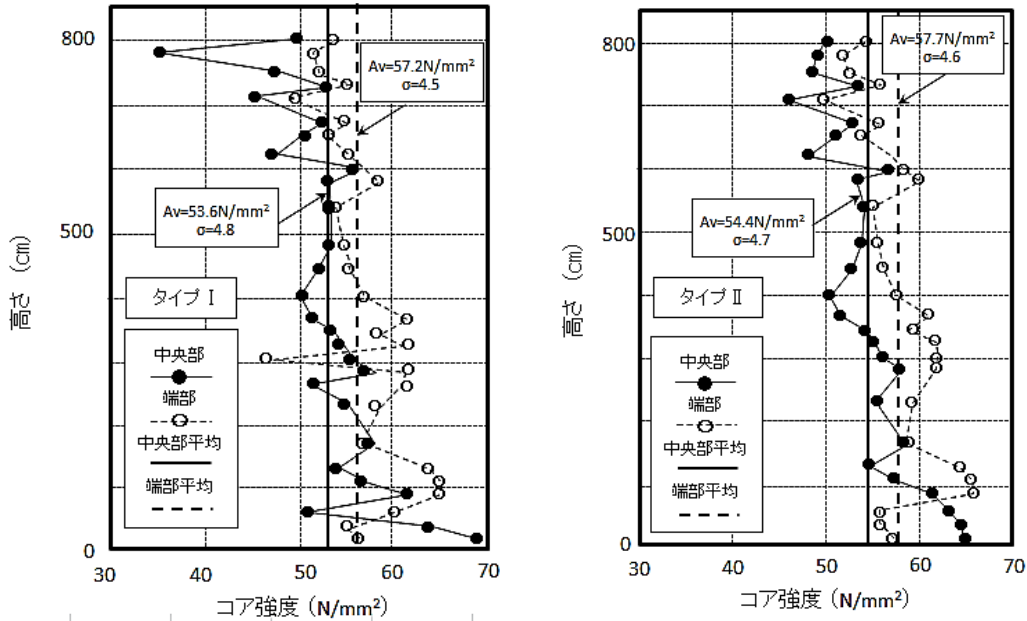


図 2.32 コア強度の高さ方向分布

(4) ポンプ圧送性および圧入負荷

a. 圧送負荷

実大模擬柱試験体のタイプ I およびタイプ II に高強度・高流動コンクリートを圧送および圧入した場合の圧送距離と管内圧力の関係を図 2.33 に示す。水平管 1m 当たりの管内圧力損失 K は、0.0105~0.0112N/mm²/m であり、これを文献²⁾の普通骨材高強度コンクリートの実吐出量と水平管の管内圧力損失の関係の図 2.34 にプロットすると、本調合のコンクリートは圧送負荷が小さい方に位置していた。

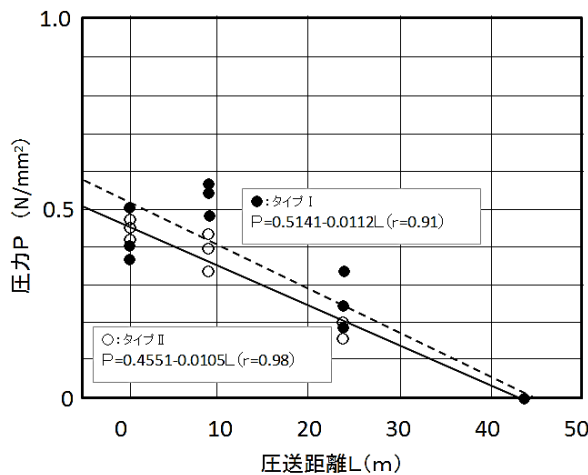


図 2.33 圧送距離と管内圧力の関係

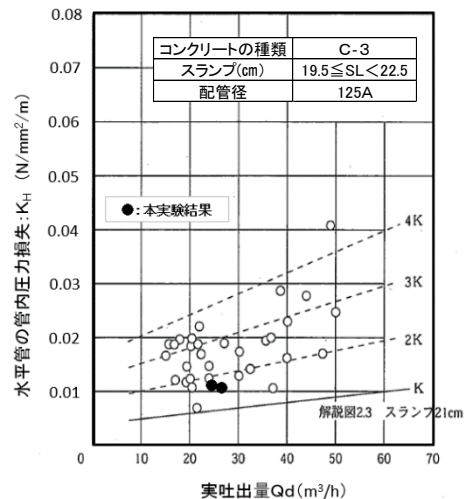


図 2.34 実吐出量と水平管の管内圧力損失の関係

b. 圧入負荷

実大模擬柱試験体の圧入高さ H_c と圧入口で測定した圧入高さの圧入負荷 P_c の関係を図 2.35 及び図 2.36 に示す。圧入口での高強度・高流動コンクリートの圧入圧力は、脈動を繰り返しながら、圧入高さの上昇に伴いほぼ直線的に増大し、ダイアフラムを通過する際に圧力の変化は認められなかった。施工実験における両者の関係式を式 (2.2) および式 (2.3) に示す。

$$P_c = 0.0191 + 0.0484H_c \quad (\text{タイプ I}) \quad \dots\dots \text{式 (2.2)}$$

$$P_c = 0.0038 + 0.0464H_c \quad (\text{タイプ II}) \quad \dots\dots \text{式 (2.3)}$$

1 ストローク当りの脈動振幅も圧入高さの上昇に伴い増大した。ピストン作動時の最大圧と液体圧の差が圧入負荷であるが、いずれの柱試験体も圧入時の全圧力は、液体圧の約 2 倍であった。

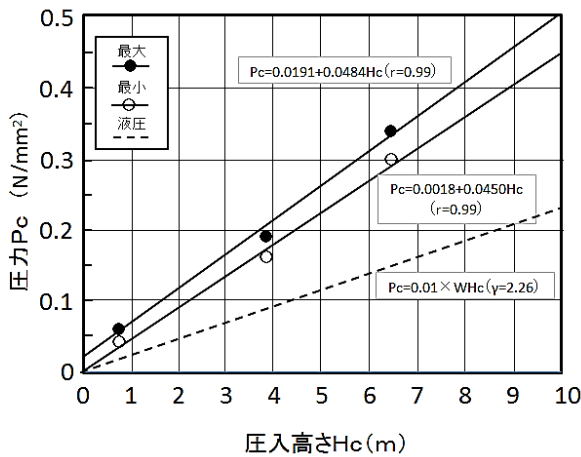


図 2.35 圧入高さと圧入圧力の関係 (タイプ I)

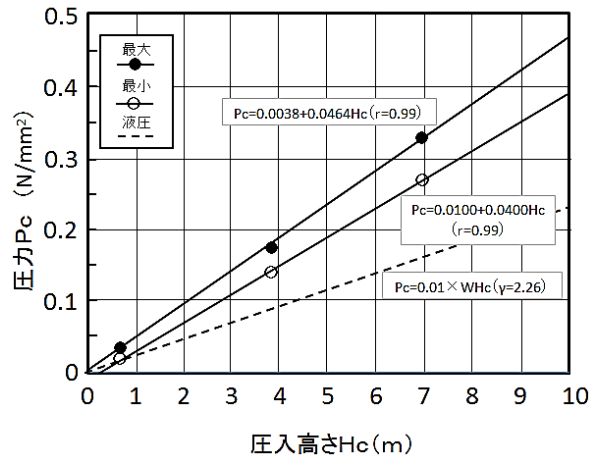


図 2.36 圧入高さと圧入圧力の関係 (タイプ II)

(5) 構造体コンクリート強度

材齢 28 日における構造体コンクリート強度と管理用供試体強度の関係を表 2.15 に示す。構造体コンクリート強度（コア供試体強度）は、標準水中養生供試体強度の 90%程度であり、現場水中養生供試体強度とほぼ同等であり、現場封緘供試体強度の 110%程度であった。したがって、強度管理用供試体は、現場水中養生試体で行うこととした。

表 2.15 構造体コンクリート強度試験結果

試験体名	コア強度	標準水中強度	現場水中強度	現場封緘強度	コア強度 ／標準水中強度	コア強度 ／現場水中強度	コア強度 ／現場封緘強度
タイプ I	50.3	51.1	45.3	—	0.98	1.11	—
タイプ II	55.4	63.0	54.2	48.8	0.88	1.02	1.14

2.2.2.2 実施工

2.2.2.2.1 施工概要

施工実験の結果に基づき、実施工では高さ 13～80mまでの内ダイアフラム形式の C F T 造柱 51 本に充填コンクリートをポンプ圧入工法で行う計画とした。C F T 造柱 80m を 1 回でポンプ圧入することは困難と考え、施工計画立案のための実大施工実験を行い、その結果に基づいて実施工を行った。本章はその結果をまとめたものである。この事例の特徴は、C F T 造柱 80m を 2 分割し、第 1 回目 44m をポンプ圧入後（以下、「1 回目圧入時」と呼ぶ）、第 2 回目は 44m の高所圧送したコンクリートを更に 36m 圧入、（以下、「2 回目圧入時」と呼ぶ）を行ったことである。なお、施工時にはポンプ圧送性、コンクリートの圧入前後の品質変化およびコンクリートの充填性を検討した。

2.2.2.2.2 施工計画

(1) 圧入口の設計

従来は、鋼管内部に誘導管である曲がり管が挿入されていたが、本工事では前述した施工実験の結果により不要と判断し、曲がり管を設置しなかった。また、施工実験で求めた圧入高さ H_c と圧入負荷 P_c の関係式(2.2)から算定した結果、圧入高さ 44m 時の最大側圧を 2.1N/mm^2 と想定して圧入口開口部の鋼管補強を行った。

(2) ダイアフラム開口径

鋼管コンクリート柱のうちダイアフラムの開口径は、施工実験結果を考慮して、設計より 50mm 大きくした。タイプ I は $\phi 300\text{mm}$ （開口率 35%）、対応 II は $\phi 250\text{mm}$ （開口率 38%）とした。

(3) 充填コンクリートの調合

充填コンクリートの調合は、施工実験で測定した圧入前後のフレッシュコンクリートの品質変化と充填コンクリートの鋼管内高さ方向の強度分布の測定結果から施工実験と同様の調合の高強度・高流動コンクリートとした。

(4) コンクリートの圧送計画

① 圧送・圧入負荷の算定

圧送と圧入の基本計画を図 2.37 に示す。水平管は最大 40m、鉛直管は最大 44m であった。充填コンクリートを高所圧送し、更にポンプ圧入する場合のポンプ車に作用する全圧力 P は、式(2.4)に示すように工事の配管経路および配管距離による圧送負荷 P_p と圧入高さの圧入負荷 P_c の和である。

$$P = P_p + P_c \quad \dots\dots \text{式(2.4)}$$

配管部の管内圧力 P_p は、文献²⁾により算出した。

水平管 1m 当りの管内圧力損失 K_H は、図 2.34 に示す施工実験の結果から最大 $0.0112\text{N/mm}^2/\text{m}$ であったが、安全を見込み $0.015\text{N/mm}^2/\text{m}$ とした。なお、鉛直管 1m 当りの管内圧力損失 K_V は、利用可能なデータが十分でないため水平管と同一と仮定した。

② コンクリートポンプの機種選定

コンクリートポンプ車の表示された最大理論吐出圧力を $P_{th\max}$ 、理論吐出圧力を P_{th} とすれば、圧送が可能な条件式は式(2.5)のとおりである。

$$P_{th\max} > P_{th} = 1.25 P \quad \dots\dots \text{式(2.5)}$$

本施工においては、上記条件で 44m 高所圧送し、さらに 36m ポンプ圧入した時の理論吐出

圧力 P_{th} は約 6N/mm^2 であるので、これを満足できるポンプ車 DC-A1000BR（最大吐出量 $65\text{m}^3/\text{h}$ 、最大理論吐出圧力 $P_{th\max} = 8.22\text{N/mm}^2$ ）を選定した。

③ 配管計画

コンクリートの圧入は、圧入高さ 13m の場合は、ブームによる大容量モード運転で行った。それ以外については、配管式による高圧モード運転で行ったため、輸送管は管径が 125A の高圧仕様を用いた。2 回目圧入のための鉛直配管は床版コンクリート打設にも使用できるように 3 系統設けた。

④ 配車計画

柱 1 本の圧入量および圧入速度を考慮して、柱 1 本の連続打設を行うため、2 台付けを原則として配車計画を行った。なお、休憩時間を取る場合は、1 本の柱の打設が完了した時点とし、アジテータ車に残ったコンクリートは廃棄した。

⑤ 先送りモルタル

先送りモルタルは、施工実験と同様の調合とし、圧入の際には、先行水を含む先送りモルタルを筒先より排除し、健全なモルタルであることを目視確認し、ドッキングホースを圧入口にセットしてから圧入を開始した。

⑥ 設定吐出量

コンクリートの圧入速度は、柱 1 本の圧入量および打設時間を考慮して施工実験結果と同様に、吐出量 $25\sim 30\text{m}^3/\text{h}$ 程度、 $1\text{m}/\text{分}$ 以下とした。

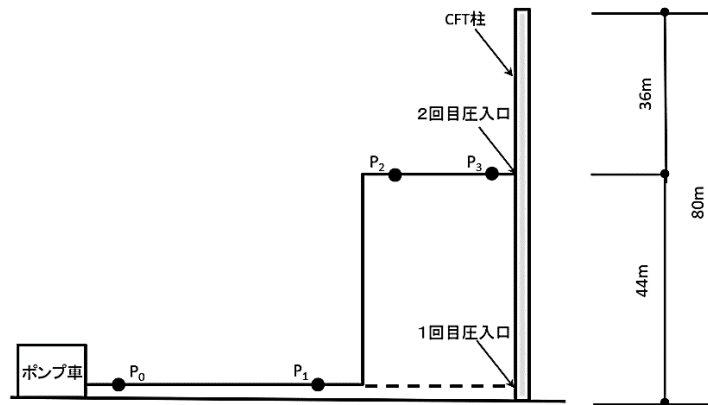


図 2.37 圧送と圧入の基本計画

(5) 圧入時の管理

① 圧送負荷の管理

コンクリートポンプは、大容量モード運転と高圧モード運転がある。理論吐出圧力 P_{th} とポンプ主油圧 P_{oil} の関係はモードにより異なり、それぞれを式 (2.6) および式 (2.7) に示す。

$$P_{th} = (d_1/D)^2 \times P_{oil} \quad \text{【大容量モード運転時】} \quad \dots\dots\dots \text{式 (2.6)}$$

$$P_{th} = (d_1^2 - d_2^2) / D^2 \times P_{oil} \quad \text{【高圧モード運転時】} \quad \dots\dots\dots \text{式 (2.7)}$$

ここに、 d_1 : 油圧シリンダー径 (=120mm) P_{oil} : ポンプ主油圧 (N/mm^2)

d_2 : 油圧ロットの径 (=75mm)

D : コンクリートシリンダー径 (=205mm)

式 (2.6) および式 (2.7) から、圧入時における圧送負荷はポンプ主油圧で管理できると判断

した。したがって、圧入時は随時ポンプ主油圧 P_{oil} をポンプ車の主油圧メーターにより計測した。なお、同時に配管の管内圧力も図 2.37 に示す位置で測定した。

② 吐出量の管理

実吐出量は、設定吐出量との差異を確認するために、単位時間当たりのストローク数から理論吐出量 Q_{th} を計測して管理した。2回目圧入時の理論吐出量 Q_{th} と主油圧 P_{oil} の関係を図 2.38 に、理論吐出量 Q_{th} と理論吐出圧力 P_{th} の関係を図 2.39 に示す。なお、ポンプ主油圧がポンプ車の圧送能力を超える兆候が現れた時には、図 2.38 および図 2.39 のコンクリートポンプ機種毎に設定されている P-Q 線図の太線枠内に主油圧 P_{oil} および理論吐出圧力 P_{th} が収まるように吐出量を調整することとした。その結果、実測値は予測計算値とほぼ一致し、予測計算式式 (2.4)～式 (2.7) の有効性を検証できた。

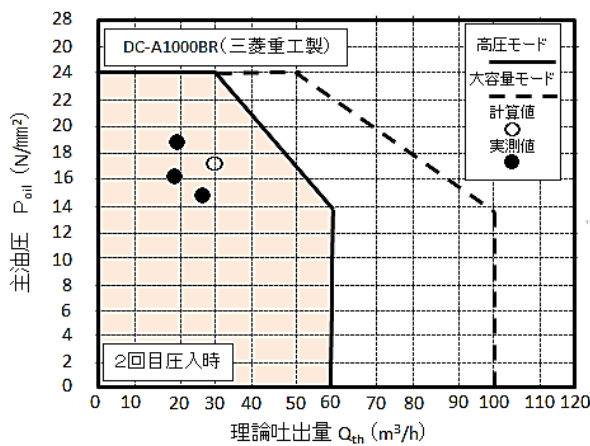


図 2.38 理論吐出量と主油圧の関係

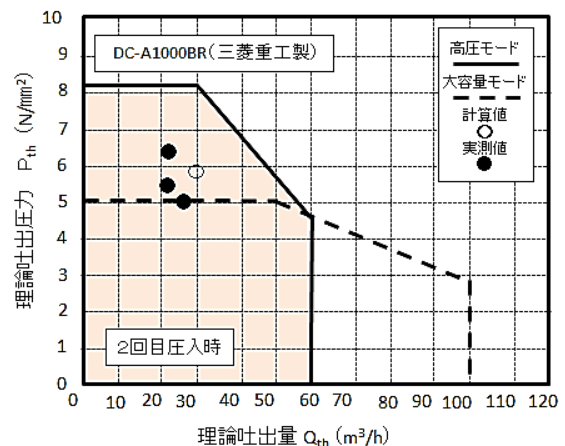


図 2.39 理論吐出量と理論吐出圧力の関係

(6) 圧入完了後の管理

圧入完了後、ブリーディングの有無を確認することを目的にレーザー変位計にてコンクリート天端の沈降量を測定した。また、圧入後の供試体を採取し、構造体コンクリートの強度を確認した。また、コンクリート天端の均しは、ピンバルブのシャッターを閉めてから行った。

2.2.2.2.3 施工結果

(1) ポンプ圧送性

図 2.40 に、1回目および2回目圧入時に測定した理論吐出量 Q_{th} とポンプ主油圧 P_{oil} から換算した理論吐出圧力 P_{th} の関係を示す。同一条件下では、いずれも理論吐出量の上昇に伴い理論吐出圧力は直線的に増加した。

2回目圧入時の管内圧力分布を図 2.41 に示す。理論吐出量と理論吐出圧力と同様に吐出量が高いほど、配管根元圧力は高く、理論吐出圧力の約 80% であった。容積効率は約 85% であった。

2回目圧入時の実吐出量と水平管の管内圧力損失の関係を図 2.42 に示す。水平管の管内圧力損失 K_H は、吐出量の上昇に対する増加分が大きく、吐出量の影響が大きかった。

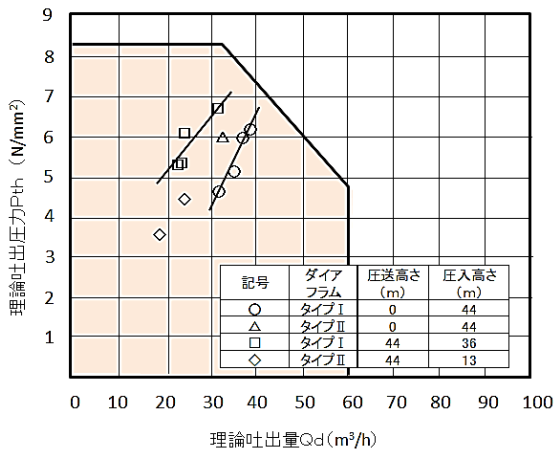


図 2.40 理論吐出量と理論吐出圧力の関係

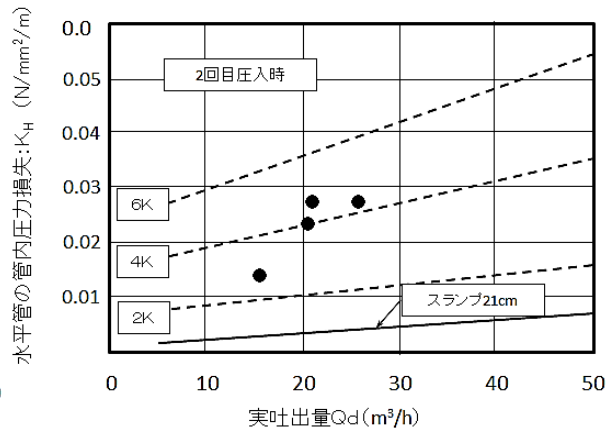


図 2.42 実吐出量と管内圧力損失の関係

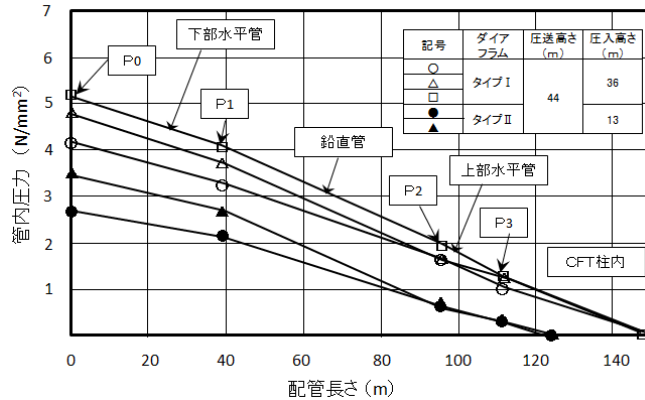


図 2.41 管内圧力の分布 (2回目圧入時)

(2) 圧入前後の品質変化

圧送を含む圧入前後のスランプフローの変化を図 2.43 に示す。2回目の圧入時のコンクリートの流動性の低下は最大 27.8cm と大きかった。しかし、柱頭部および充填孔からの観察結果から、コンクリート充填性は良好であった。図 2.44 に各養生方法別の圧入前後の圧縮強度を示す。圧入前後の管理用供試体の圧縮強度の低下は、3N/mm²程度であった。

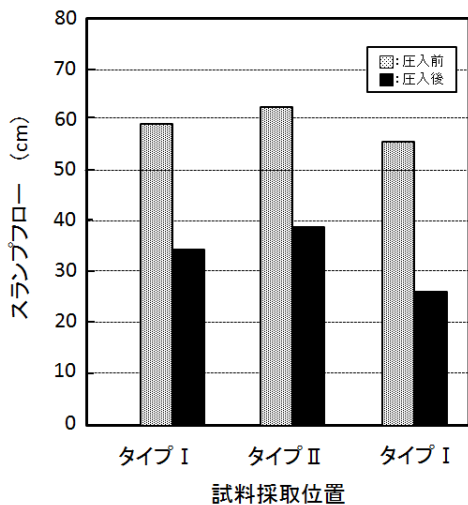


図 2.43 圧入前後のスランプフロー

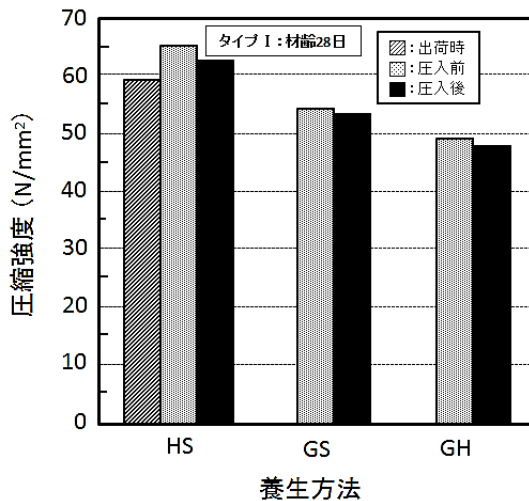


図 2.44 圧入前後の圧縮強度

2.3 日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説」に関する技術提案

2.2 節で報告した軽量コンクリート2種の高所圧送工事およびコンクリート充填鋼管造柱のコンクリート圧入工事を通して、ポンプ圧送性の指標である管内圧力損失K値およびポンプ圧力管理の重要性を認識できた。そこで、過去のデータを整理し、新たなK値とこれを求めるための標準試験圧送方法を提案した。この提案は、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」に採用され、現行指針（2009年版）においても踏襲されている。

2.3.1 圧送負荷算定における管内圧力損失K値の提案

コンクリートポンプの圧送性については、ポンプ機種を選定が重要である。そのための手法としては、圧送負荷計算が基本となる。

圧送負荷計算は、以下の式(2.8)で算定される。

$$P = K (L + 3B + 2T + 2F) + WH \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{式(2.8)}$$

ここに、

P：コンクリートポンプに加わる圧送負荷（N/mm²）

K：水平配管の管内圧力損失（N/mm²/m）

L：直管の長さ（m）

B：ベント管の長さ（m）

T：テーパ管の長さ（m）

F：フレキシブルホースの長さ（m）

W：フレッシュコンクリートの単位容積質量（kN/m³）

H：圧送高さ（m）

[注1] ベント管長さは実長とする。

[注2] テーパ管は径の小さい方の管とみなす。

水平配管1m当りの管内圧力損失Kの値は、輸送管の径、実吐出量およびスランプの関数として例えば図2.45および図2.46のように普通骨材および軽量骨材コンクリートの標準値が与えられていた。すなわち、従来建築工事で使用されてきた通常のコンクリートであれば、スランプが決まれば、圧送条件に応じてKの値の標準値により推定することができた。

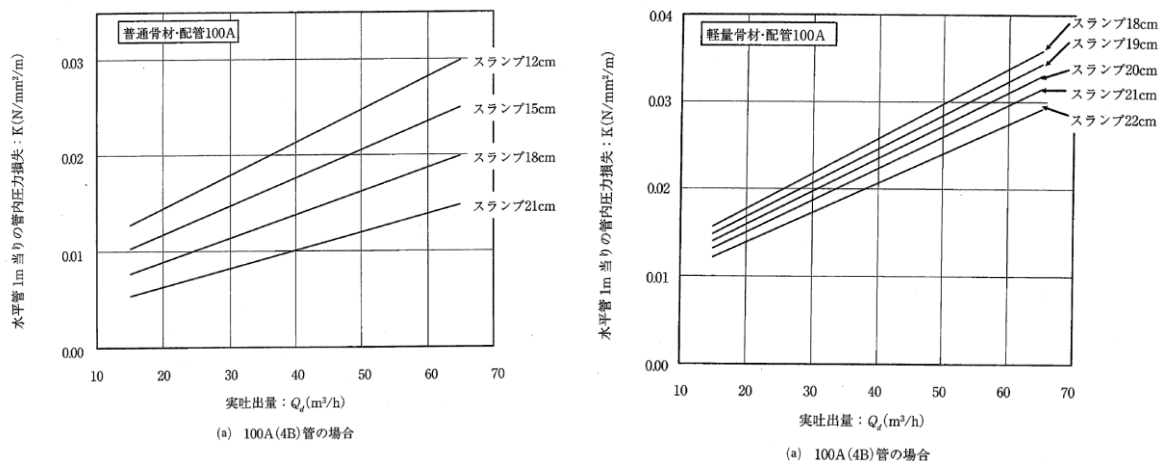


図 2.45 普通骨材を使用したコンクリートの水平配管 1m あたりの管内圧力損失 ^{1), 2), 3)}

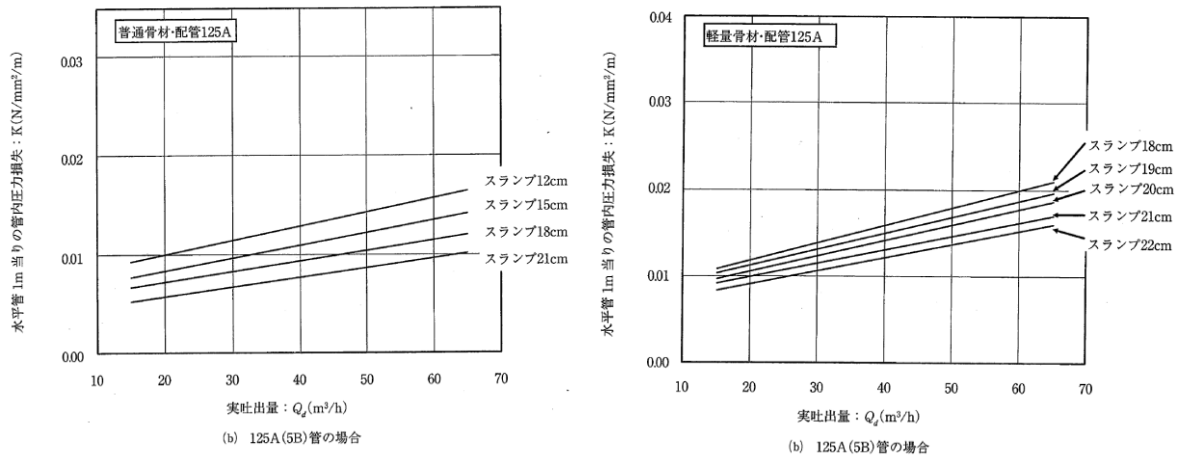


図 2.46 軽量骨材を使用したコンクリートの水平配管 1m あたりの管内圧力損失 ^{1), 2), 3)}

しかし、高強度コンクリート、高流動コンクリートではスランプが同じであっても、通常のコンクリートとは著しく異なったKの値を示すことが報告されていた。そこで、コンクリートの種別によってKの値がどのように変化するかを調べる目的で、コンクリートを表 2.16 に示すように、強度レベル・水セメント比・混和剤の種類・骨材の種類などに応じて5分類した。

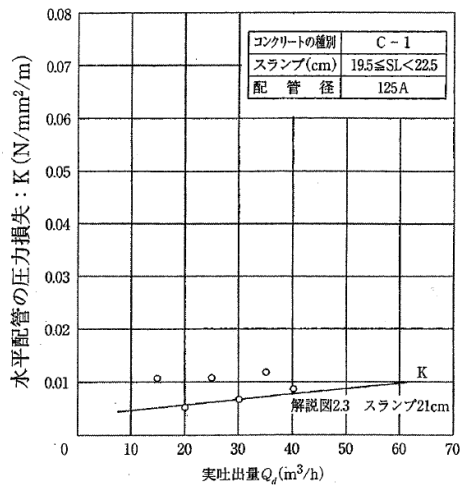
表 2.16 コンクリートの種別 ^{2), 3)}

強度レベル	通常	高強度	超高強度
水セメント比	W/C > 45	30 < W/C ≤ 45	W/C ≤ 30
混和剤の種類	AE減水剤 流動化剤	高性能AE減水剤	
普通骨材	C-1	C-3	C-5
軽量骨材	C-2	C-4	—

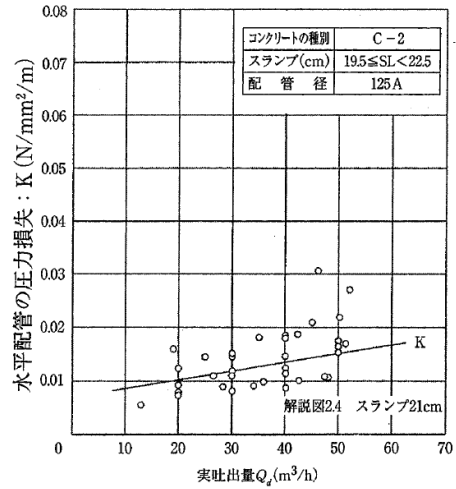
図 2.47 は、このように分類したコンクリート種別とこれまでに報告されているKの値のデータを整理し、実吐出量と水平管内圧力損失Kとの関係を示したものである。その結果、図に示すように水セメント比の影響が著しいことが判明した。

以下にその概要を示す。

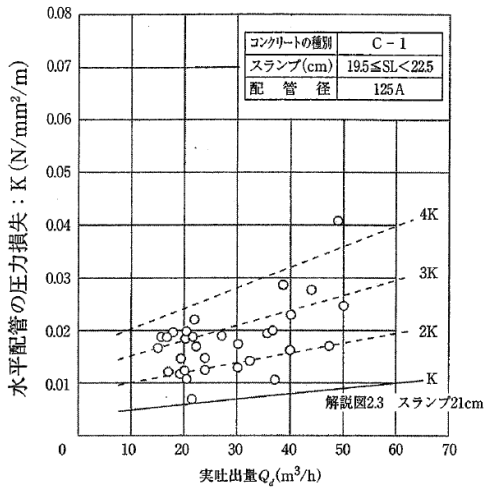
- ① 水セメント比が 45%を超えるような種別のコンクリート（以下、「通常のコンクリート」と略記する）の場合には、Kの値は従来使用されている標準値を用いることができる。
- ② コンクリートの水セメント比が 45%よりも小さくなるにつれて、Kの値が標準値から隔たる事例が多くなる。調査表からほぼ同じ調査と判断され、使用している混和剤の種類や使用量が同じコンクリートであっても、報告されているKの値には数倍のひらきが観測される場合もある。水セメント比が小さくなるにつれて、セメントや骨材の微妙な相違が、圧送前後のコンクリートの性質の変化に拡大されて現れるとされている。使用している混和剤の種類や使用量が同じであっても、Kの値に上記のような大きな差が現れたのは、このような理由からであろうと推察される。
- ③ 水セメント比が 45%以下となるような種別の高強度および超高強度コンクリートの場合には、上述のようにKの値の標準値を示しえないため、既往のデータを参考にするか、後述する試験圧送によってKの値を実験的に定める必要がある。



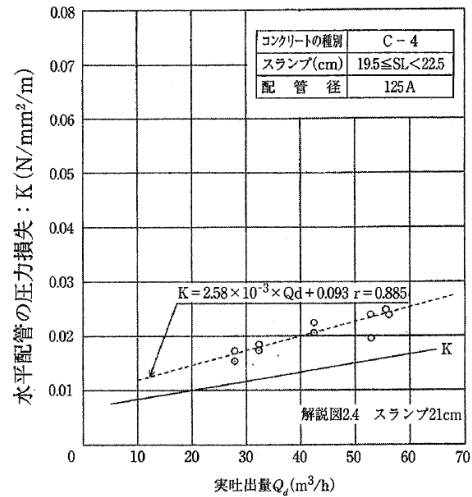
(a) 普通骨材・通常のコンクリート



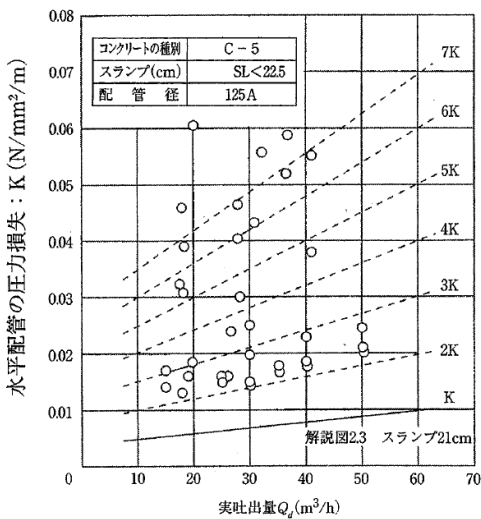
(b) 軽量骨材・通常のコンクリート



(c) 普通骨材・高強度コンクリート



(d) 軽量骨材・高強度コンクリート



(e) 普通骨材・超高強度コンクリート

図 2.47 実吐出量と水平管内圧力損失の関係^{2), 3)}

2.3.2 試験圧送方法の提案

明確でなかった試験圧送方法を新たに提案し、今後共通尺度の管内圧力損失Kの蓄積を図ることとした。

試験圧送は、目的に応じて以下の二つに大別される。

- ① 特殊なコンクリートの圧送性やコンクリートの品質変化を把握するために、テストフィールドを利用して事前に行う試験圧送（例えば、2.2.2「コンクリート充填鋼管（CFT）造柱のポンプ圧入に関する考察」）
- ② 例えば、高所圧送に際して、実際に工事現場において実施しているコンクリートの圧送時に、圧送高さの増加に伴うポンプ圧力の増大量や圧送前後のコンクリート品質変化の状況を把握し、更に上階への圧送に必要な情報を得て、圧送条件の過酷化に備えるためにポンプ能力の適否およびコンクリート調合の補正などの要否を判断するための試験圧送（例えば、2.2.1「軽量2種コンクリートの高所圧送に関する考察」）

試験圧送の手順を明確にするために、図 2.48 に示すフローを作成し、フローに示す各項目について解説を加えた。

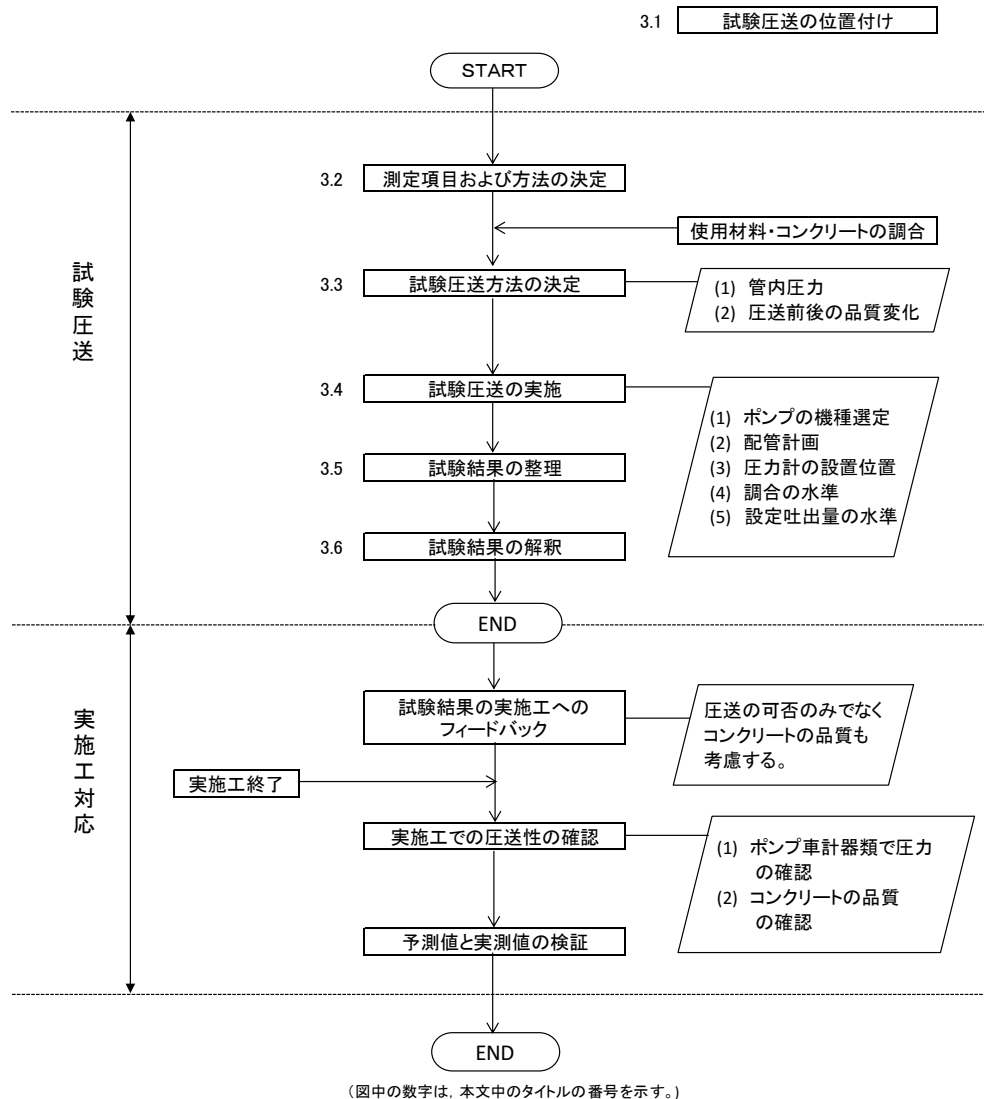


図 2.48 試験圧送の手順に関するフロー^{2), 3)}

特に、管内圧力計の設置位置を以下のように標準化することとした。

- ① 管内圧力計は、**図 2.49** に示すように水平管の入口と出口 (**P₁** と **P₂**)、鉛直管の入口と出口 (**P₃** と **P₄**) およびピストン前面圧 (**P₀**) で測定し、ポンプ主油圧 **P_{oil}** (ポンプ車に付いているメータ) を測定することを原則とした。
- ② 配管が長い場合は、水平管および鉛直管の中間の数点で測定し、配管根元の圧力 (圧送負荷に相当 : **P₀**) を同時に測定しておく。

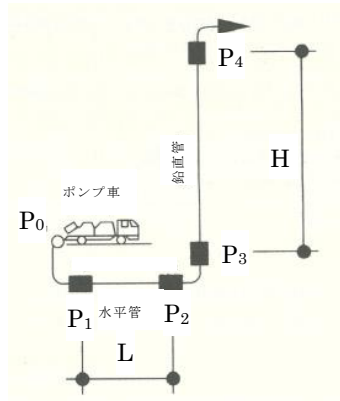


図 2.49 管内圧力計の取付け位置の例^{2), 3)}

標準化した試験圧送の結果についても明確にした。試験圧送の測定結果を 2.2.1「軽量コンクリート 2 種の高所圧送に関する考察」に基づいて説明する。

- ① 配管距離と管内圧力との関係を求め、管内圧力分布を作成する (図 2.50 参照)

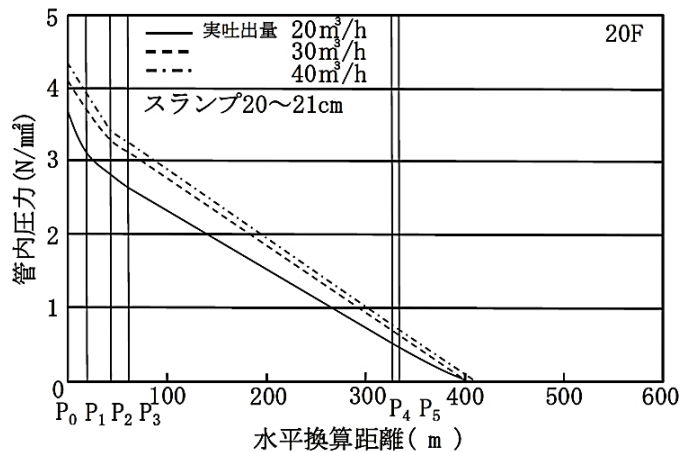


図 2.50 管内圧力の分布

- ② それぞれの実吐出量において、水平管および鉛直管の入口と出口における圧力差を水平管の圧力損失を式(2.9)で、鉛直管の圧力損失を式(2.10)により求める。

$$K_H = (P_1 - P_2) / L \quad \dots\dots\dots \text{式(2.9)}$$

ただし、 K_H : 水平管の圧力損失 (N/mm²/m)

P_1 : 水平管の入口における圧力 (N/mm²)

P_2 : 水平管の出口における圧力 (N/mm²)

L : 水平管の長さ (P_1 と P_2 の間隔) (m)

$$K_v = (P_3 - P_4) / H \quad \dots\dots\dots \text{式 (2.10)}$$

ただし、 K_v ：鉛直管の圧力損失 (N/mm²/m)
 P_3 ：鉛直管の入口における圧力 (N/mm²)
 P_4 ：鉛直管の出口における圧力 (N/mm²)
 H ：鉛直管の長さ (P_3 と P_4 の間隔) (m)

③ 吐出量と水平管及び鉛直管の管内圧力損失の関係と実験式を作成する (図 2.51 参照)。

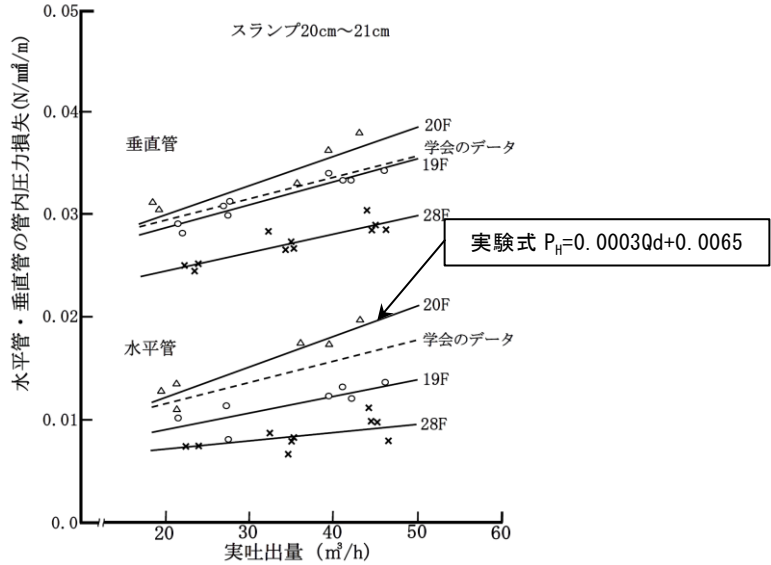


図 2.51 実吐出量と管内圧力損失の関係

④ コンクリートの圧送前後の品質変化の関係を整理する (図 2.52~図 2.57 参照)。

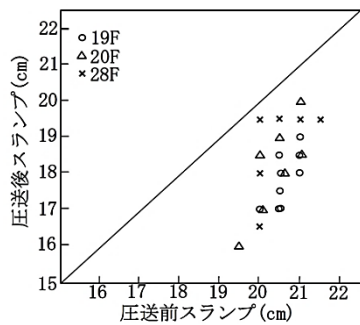


図2.52 圧送前後のスランプ変化

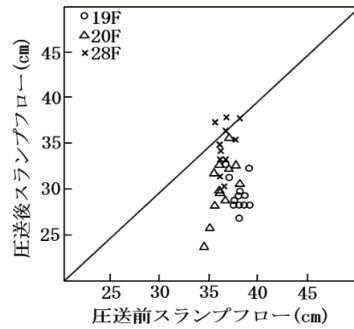


図 2.53 圧送前後のスランプフロー変化

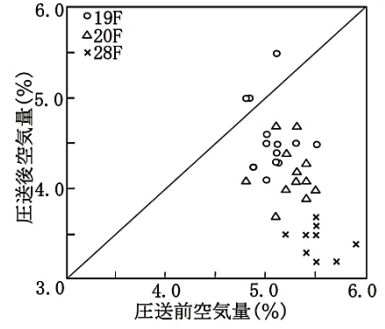


図2.54 圧送前後の空気量変化

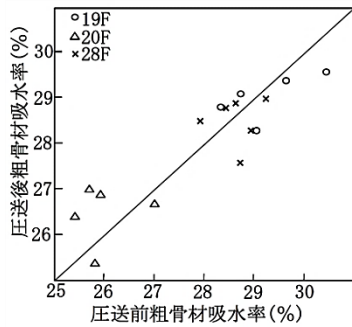


図2.55 圧送前後の粗骨材吸水率変化

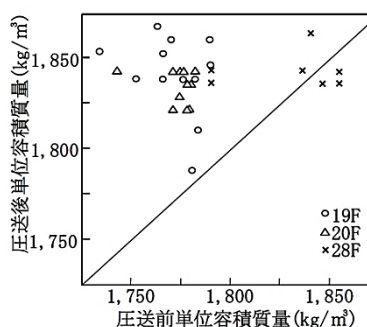


図 2.56 圧送前後の単位容積質量変化

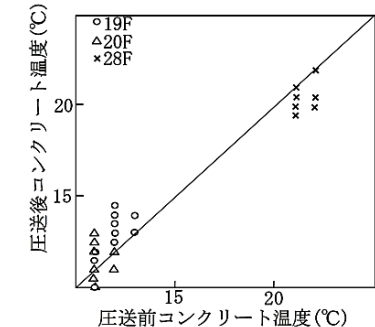


図2.57 圧送前後の温度変化

2.4 まとめ

本章では、自ら行った軽量2種コンクリートの高所圧送工事およびコンクリート充填鋼管（CFT）造柱のポンプ圧入工事の実験研究成果と過去の文献を調査して得た結果を整理し、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」に新たに提案し採用された技術を中心にまとめた。

まず、軽量2種コンクリートを高所圧送した場合のポンプ圧送性や圧送前後のコンクリートの品質変化を実測し、コンクリートの圧送性に影響を及ぼす要因について解明した。その結果、管内圧力損失は、圧送前のスランブおよび実吐出量が大きく影響することを再確認するとともに、軽量粗骨材の吸水率とともにコンクリートポンプの機種（主として弁形式）による違いがあることが分かった。その結果を以下に示す。

- ① スランブおよびスランブフローは、圧送前後でそれぞれ平均 1.8cm および 3.3cm 低下した。これらの低下は、圧送前のスランブやスランブフローが小さい程、吐出圧力が高いほど大きい傾向にあった。また、これらの要因により、圧送後のバラツキは大きかった。
- ② 管内圧力損失Kの測定値はバラツキが小さいものの、各打設階での平均値にはそのバラツキ以上の差異が見られた。その中で、19階、20階打設時の管内圧力損失は、前記指針のデータと近似したが、28階打設時には前記データより 0.003~0.008N/mm²/m 小さい値を示した。これらの差異が生じた原因としては、粗骨材吸水率とともにコンクリートポンプの機種（主として弁形式）による違いである可能性が高い。この他、管内圧力損失については、圧送前スランブや実吐出量が大きく影響することを再確認した。

次に、コンクリート充填鋼管（CFT）構造のポンプ圧入時のポンプ圧送性や圧送前後のコンクリートの品質変化を実測し、コンクリートの圧送性に影響を及ぼす要因について考察した。当時、(一財)新都市ハウジング協会「コンクリート充填鋼管（CFT）造技術基準・同解説（初版2002年）」は発刊されてなかった。国内初めての80mのCFT造柱80mを2分割し、高流動コンクリートを第1回目44m圧入後、第2回目は44mの高所圧送したコンクリートを更に36m圧入した。このような施工事例はなかった。そこで、本施工においては、施工実験を行い、品質管理計画を立案した。施工は計画通りに行うことができ、この際に採取したデータは、今後の同様な工事への参考になったと考える。

特に、以下の点が貢献した。

- ① 誘導管である曲がり管は不要であることの資料を提供した。現行の「コンクリート充填鋼管（CFT）造技術基準・同解説（2015年版）」においては、「圧入口には、コンクリート圧送管と同程度の管径を有する誘導管（曲がり管）を取り付けることを原則とする。しかし、誘導管を省略した施工実験などにより良い充填性が確認されている場合は、これを省略することができる。」と解説されている。
- ② 圧送と圧入の負荷計算およびポンプ圧入の管理方法を提案した。

さらに、上記2件の施工実験と実施工を通して、ポンプ圧送性の基本データである管内圧力損失K値について標準化できないかと考えた。また、当時の指針では、通常コンクリートと軽量コンクリートのみK値は示されていた。高強度・超高強度コンクリートが施工されているものの、K値の標準値が示されていなかった。そこで、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」の改定委員として、自らの実験研究結果と過去の文献を調査して得た結果を整理して、以下の2点を提案した。

- ① 普通コンクリートと高強度コンクリートを区分して、過去のデータをもとに「管内圧力

損失の基準図」を作成した。以下にその概要を示す。

- ・水セメント比が 45%を超えるような種別のコンクリート（以下、「通常のコンクリート」と略記する）の場合には、Kの値は従来使用されている標準値を用いることができる
 - ・コンクリートの水セメント比が 45%よりも小さくなるにつれて、Kの値が標準値から隔たる事例が多くなる。調合表からほぼ同じ調合と判断され、使用している混和剤の種類や使用量が同じコンクリートであっても。報告されているKの値には数倍のひらきが観測される場合もある。水セメント比が小さくなるにつれて、セメントや骨材の微妙な相違が、圧送前後のコンクリートの性質の変化に拡大されて現れるとされている。使用している混和剤の種類や使用量が同じであっても、Kの値に上記のような大きな差が現れたのは、このような理由からであろうと推察される。
 - ・水セメント比が 45%以下となるような種別のコンクリート（以下、「特殊なコンクリート」と略記する）の場合には、上述のようにKの値の標準値を示しえないため、既往のデータを参考にするか、後述する試験圧送によってKの値を実験的に定める必要がある。
- ② 今後採取されるデータを統一した有効なデータとするために、「試験圧送方法（案）」を新たに提案した。以下にその概要を示す。
- ・管内圧力計の設置位置を以下のように標準化することとした。管内圧力計は、水平管の入口と出口（ P_1 と P_2 ）および鉛直管の入口と出口（ P_3 と P_4 ）で測定し、ポンプ主油圧 P_{oil} （ポンプ車に付いているメータ）を測定することを原則とした。
 - ・配管が長い場合は、水平管および鉛直管の中間の数点で測定し、配管根元の圧力（圧送負荷に相当： P_0 ）を同時に測定しておく。
 - ・標準化した試験圧送の結果のまとめ方についても明確にした。

なお、上記コンクリートポンプ圧送性に関する技術提案は、最新版である日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（2009年版）」においても踏襲採用されている。

参考文献

- 1) 日本建築学会：「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説」，1979年11月
- 2) 日本建築学会：「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説」，1994年1月
- 3) 日本建築学会：「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説」，2009年12月
- 4) 柿崎，原田他：人工軽量コンクリートのポンプ圧送性に関する実験研究，日本コンクリート工学会年次講演会論文集，第1回，pp. 897-900，1979年7月
- 5) 鬼塚 雅嗣，松尾 忠/嶋村 喜吉：軽量コンクリートの高所圧送による品質変化と圧送性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 397~398，1985年
- 6) 松尾忠，鬼塚雅嗣，嶋村喜吉：軽量コンクリート高所圧送における圧送性と品質変化に関する考察，日本コンクリート工学会年次講演会論文集，第8回，pp. 897-900，1986年7月
- 7) 小島俊男，水谷剛，守屋充，鬼塚雅嗣：鋼管コンクリート構造のコンクリート圧入工事，建築技術，10月号，pp. 96-99，1995年10月
- 8) 西尾敦昌，松尾忠，鬼塚雅嗣，浦川和也：鋼管コンクリート柱のポンプ圧入工事の施工検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1分冊，pp. 161~162，1996年

第3章 高強度コンクリートの施工条件の考慮に関する技術

3.1 はじめに（研究実施期間：1988～1995年）

1990年代はじめ、 $F_c=60\text{N/mm}^2$ 以上の超高強度コンクリートを建築物等に利用したいとの要求が高まっていた。超高強度コンクリートは、水セメント比が小さい、粘性が大きい等の特徴を有するため、以下の品質を左右する性能がある。

- ① 打設時に巻き込み空気が多く内包するため締固めが重要である。
- ② 発熱量が大きいための強度発現阻害やブリーディング量が少ないための初期収縮ひび割れの可能性が高い。

上記の課題を解決するためには、選定したコンクリート材料および調合はもちろんのこと、コンクリートの製造・運搬・打込み・締固め・養生等の施工条件および施工時期が超高強度コンクリートを用いた構造体の物性に及ぼす影響を明らかにする必要がある。しかし、施工条件の観点から通常コンクリートや高強度コンクリートと比較しながら実験研究した例は少なかった。

そこで、 $F_c=60\sim 80\text{N/mm}^2$ レベルの超高強度コンクリート構造体の物性に及ぼす施工条件（コンクリートの製造・運搬・打込み・締固め・養生）および施工時期（冬期・夏期）の影響を明らかにするため、同一条件下で行なった $F_c=21\text{N/mm}^2$ レベルの通常コンクリートや $F_c=42\text{N/mm}^2$ レベルの高強度コンクリートと比較検討することが重要と考え実験研究を行った。本章ではその成果をまとめた。

3.2 高強度・超高強度コンクリートの締固め特性に関する実験研究

3.2.1 高強度コンクリートの締固め特性に関する実験

3.2.1.1 実験概要

柱に打設する高強度コンクリート ($F_c=42\text{N/mm}^2$) の効果的な締固め方法を設定することを目的に、模擬試験体で、高周波棒形振動機による締固め実験を行い、以下の3点を明らかにした。

- (1) 高周波棒形振動機の適正な加振時間
- (2) 高周波棒形振動機の有効締固め範囲
- (3) 柱部材全体を締め固めるために必要な高周波棒形振動機の棒径と台数

3.2.1.2 実験方法

柱模擬試験体は、表 3.1 に示す無筋柱 3 体、有筋柱 2 体の計 5 体とした。実験で用いた高強度コンクリートの調合を表 3.2 に、高周波棒形振動機は、 $\phi 40 \cdot \phi 50 \cdot \phi 60$ の 3 種類とし、その仕様を表 3.3 に示す。

コンクリートは、コンクリートバケツにて型枠内に 45cm ずつ 2 層に分けて打設し、天端は木ゴテでほぼ平らに均した。締固めは、高周波棒形振動機を所定の位置に 30cm の深さまで挿入して 30 秒間振動させ、振動機先端の深さにセットした加速度計により振動加速度を測定した。振動機および加速度計の挿入位置を表 3.4 に示す。コンクリート硬化後、試験体からコアを採取し、締固め方法が圧縮強度と単位容積質量に及ぼす影響を調べた。

表 3.1 柱模擬試験体リスト

供試体 No	断面寸法および配筋			使用した振動機	
	寸法 (mm)	主筋	フープ	棒径 (mm)	周波数 (Hz)
Ca	900 × 900	—	—	60	200
Cb				50	
Cc				40	
Cd	28-D41	D16-@80	50		
Ce			50		

表 3.2 コンクリートの調合

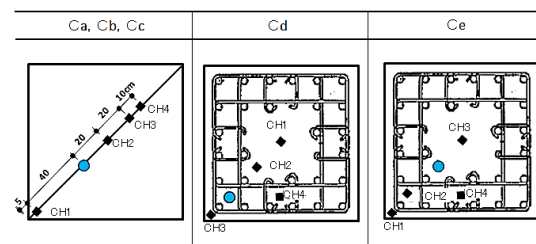
W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (cc/C: 100kg)	
		W	C	S	G	AE減水剤	高性能減水剤
37.0	39.0	170	459	653	1038	350	150

表 3.3 高周波棒形振動機の仕様

振動機の公称棒径 (mm)	振動機 外径×内径 (mm)	周波数 (Hz)	回転数 (rpm)	振幅 [※] (mm)	加速度 [※] (G)
$\phi 40$	42×360	200	12000	1.4	44
$\phi 50$	51×415			1.7	54
$\phi 60$	60×521			1.9	59

※無負荷空中運転時の実測値

表 3.4 振動機・加速度計の挿入位置



■: 加速度計埋込み位置
●: 高周波棒形振動機の挿入位置

3.2.1.3 実験結果

(1) フレッシュコンクリートの品質

本実験に使用したフレッシュコンクリートの試験結果を表3.5に示す。

表 3.5 フレッシュコンクリートの試験結果

採取位置	スランプ (cm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	Con温度 (°C)	単位容積質量 (t/m ³)
ベース	9.5	21×21	3.5	24.0	2.332
流動化後	20.5	33×36	3.7	24.5	2.330

(2) 加振時間

実験によると、振動開始直後に最大値を示した振動加速度は時間の経過とともに徐々に減少し、ほぼ10～15秒で定常状態となった。この結果は、通常のコンクリートで行った既往の研究結果¹⁾とも一致している。したがって、高強度コンクリートの適正な加振時間も通常コンクリートと同様に15秒程度で良いと判断した。

(3) 振動源からの距離と振動加速度の関係

コンクリートの適正な加振時間が15秒程度であることから、締固めに必要な振動加速度を0～15秒の平均値とみなし、この平均加速度と振動源からの距離との関係を無筋柱について高周波棒形振動機の棒径別にまとめたものを図3.1に示す。

各棒径とも振動加速度は、振動源から離れるほど小さくなっている。また、振動加速度は、棒径の大きいものほど伝達される加速度も大きく、振動源からの影響範囲も大きくなっている。

(4) 配筋の有無による比較

振動源から距離と振動加速度の対数との関係を図3.2に示す。無筋柱については、距離減衰の相関が強いことが分かる。

有筋柱のCH3およびCH4の加速度は、無筋柱とほぼ同等であるが、高周波棒形振動機と加速度計を結ぶ線の上に太径の鉄筋があるCH1およびCH2の加速度は無筋の場合に比べて小さくなっている。

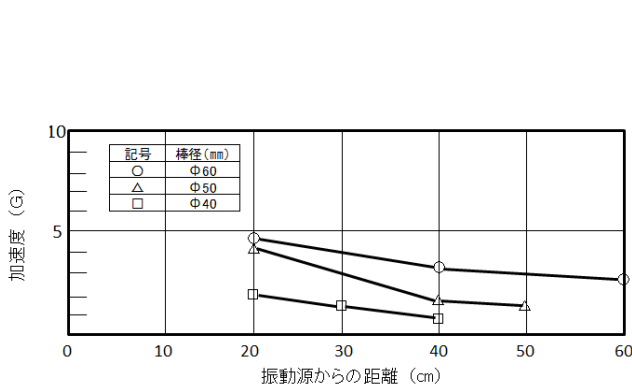


図 3.1 振動源からの距離と加速度の関係 (棒径別)

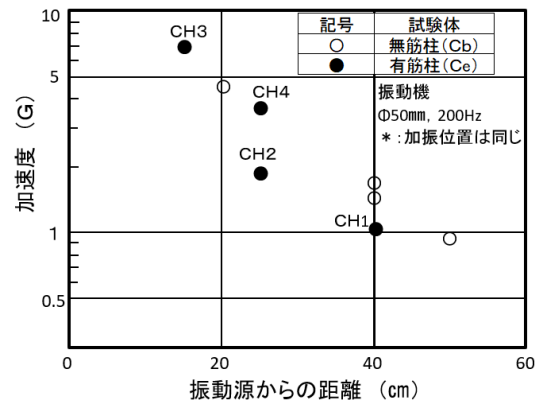


図 3.2 振動源からの距離と加速度の関係 (配筋の有無による比較)

(5) 高周波棒形振動機の挿入位置による比較

高周波棒形振動機の挿入位置を変えて有筋柱の締固めを行い、振動源からの距離と振動加速度の対数との関係を図 3.3 に示す。

振動機の挿入位置を変えると、振動機と加速度計の間の配筋の影響が異なるために、同一の距離でも振動加速度は異なっている。高周波棒形振動機の線上に太径の主筋がある加速度は、無筋柱の加速度より低下しているが、その他は無筋柱の加速度と同等であった。いずれの位置においてもコンクリートの締固めに必要とされている振動加速度 1.0G を上回っていた。したがって、場所によっては太径主筋による振動加速度の低下を考慮する必要性を解明した。

(6) コア供試体と振動影響範囲

振動源からの距離とコア供試体の圧縮強度および単位容積質量の関係を図 3.4 に示す。

コア供試体の圧縮強度および単位容積質量は、振動加速度と同様に振動源からの離れるほど低下しているが、振動源からの距離が高周波振動機棒径の 10 倍の位置であっても、振動源のコア強度の 9 割程度は確保されている。既往の研究結果¹⁾では、コンクリートの締固めに必要とされている振動加速度 1.0G 以上であることと合わせて判断すれば、有効な振動影響範囲は周波棒形振動機の棒径 50mm で棒径の 10 倍である 50cm 程度、棒径 60mm で棒径の 10 倍である 60cm 程度であるといえる。

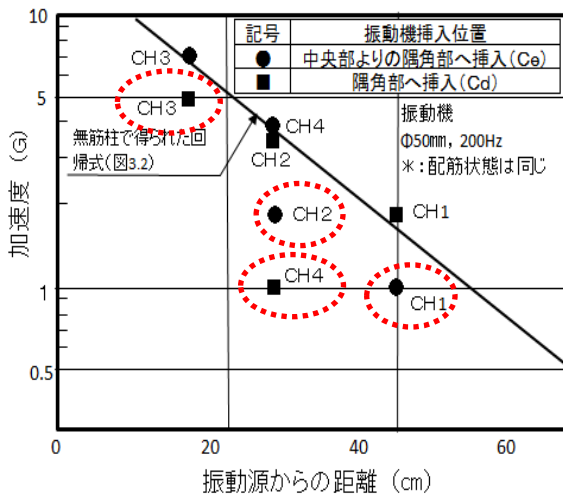


図 3.3 振動源からの距離と加速度の関係
(振動機の挿入位置による比較)

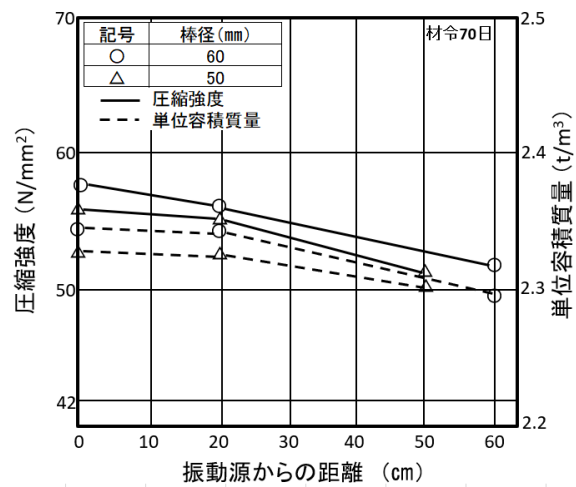


図 3.4 振動源からの距離と圧縮強度
および単位容積質量の関係

3.2.2 超高強度コンクリートの締固め特性に関する実験

3.2.2.1 実験概要

柱に打設する超高強度コンクリート ($F_c=60\sim 80\text{N/mm}^2$) の効果的な締固め方法を設定することを目的に、模擬試験体で、高周波棒形振動機による締固め実験を行い、以下の4点を明らかにした。

- (1) 高周波棒形振動機の適正な加振時間
- (2) 高周波棒形振動機の有効締固め範囲
- (3) 打設層厚の影響
- (4) 柱部材全体を締め固めるために必要な高周波棒形振動機の棒径と台数

3.2.2.2 実験計画

(1) 使用材料およびコンクリートの調合

使用したコンクリート材料の基本物性を表3.6に、コンクリートの調合を表3.7に示す。

表 3.6 コンクリート材料の基本物性

使用材料	種類	記号	基本物性
セメント	普通ポルトランドセメント	C	比重3.16, 比表面積3180cm ² /g
混和材	顆粒状シリカフューム	SF	比重2.35, 平均粒径0.145μ, SiO ₂ 93.0%
	高炉スラグ微粉末	BSF	比重2.91, 比表面積8560cm ² /g
細骨材	青梅産砕砂+君津産山砂	S	最大寸法5mm, 表乾比重2.60, 吸水率1.49
粗骨材	青梅産碎石	G	最大寸法20mm, 表乾比重2.64, 吸水率0.87
混和剤	高性能AE減水剤	Ad	アニオン型特殊活性剤

表 3.7 コンクリートの調合

調合記号	F _c (N/mm ²)	W/CM ^{*1} (%)	s/a (%)	スラブ (cm)	空気量 (%)	単位量(kg/m ³)					
						W	C	SF	BSF	S	G
P60	21	60.5	48.5	18.0	4.5	178	295	—	—	869	935
P37	42	37.0	39.0		3.5	170	459	—	—	654	1038
P30	60	30.0	40.0	23.5	2.0 ^{*2}	165	550	—	—	665	1016
P25	80	25.0	38.0			160	640	—	—	609	1011
S25	80	25.0	38.0				576	64	—	601	1001
B25	80	25.0	38.0				448	64	128	600	993

※1) CM: 結合材料

※2) 現行JASS5(2018年版)では、「空気量はF_c=80N/mm²以上の高強度コンクリートでは2.0%以下、c=60N/mm²の高強度コンクリートでは2.0~3.0%程度に設定することが多い。ただし、凍害を受けるおそれのある場合は、空気量4.5%を標準とする。」と解説

(2) コンクリートの製造

コンクリートの製造は、表3.8に示す材料の投入順序および練混ぜ時間を設定し、レディーミクストコンクリート工場の強制二軸コンクリートミキサー(容量3m³)を使用して行った。

表 3.8 コンクリートの練混ぜ方法

調合記号	練り混ぜ方法	材料の投入順序および練混ぜ時間
P60	一括投入	(C+S+WAd) $\xrightarrow{t1=40\text{sec}}$ (排出) 中速回転
P60	一括投入	(C+S+WAd) $\xrightarrow{t1=90\text{sec}}$ (排出) 中速回転
P30 P25 S25 B25	一括投入	(C+S+SF+BSF) $\xrightarrow{t1=30\text{sec}}$ (WAd) $\xrightarrow{t2=150\text{sec}}$ (G) $\xrightarrow{t3=60\text{sec}}$ (排出) 中速回転 高速回転 中速回転

(3) 実験方法

打込みは、すべてバケット打ちとし、締固め方法の要領は、図 3.5 に示す。高周波棒形振動機および加速度計の埋込み位置を図 3.6 に示す。

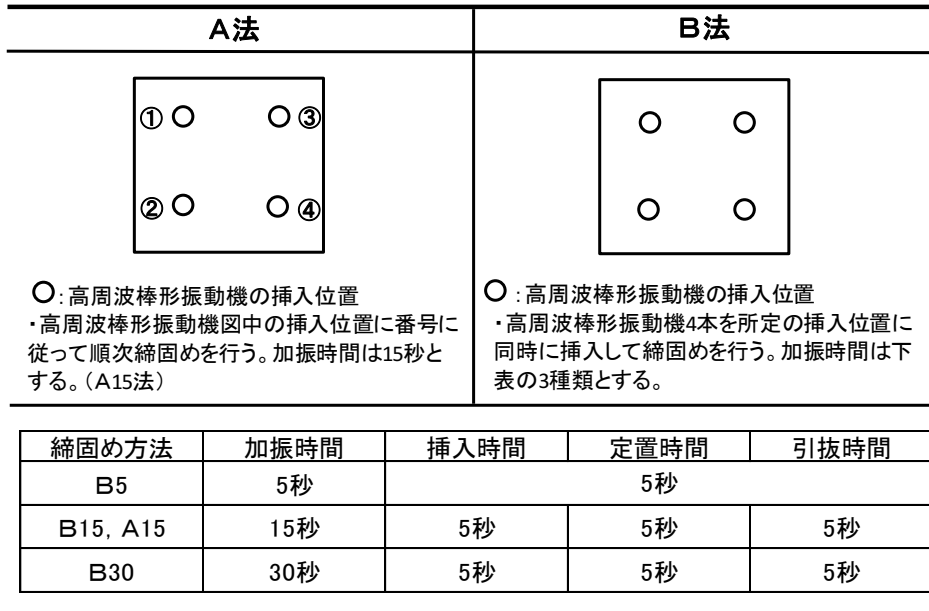


図 3.5 締固め方法の要領

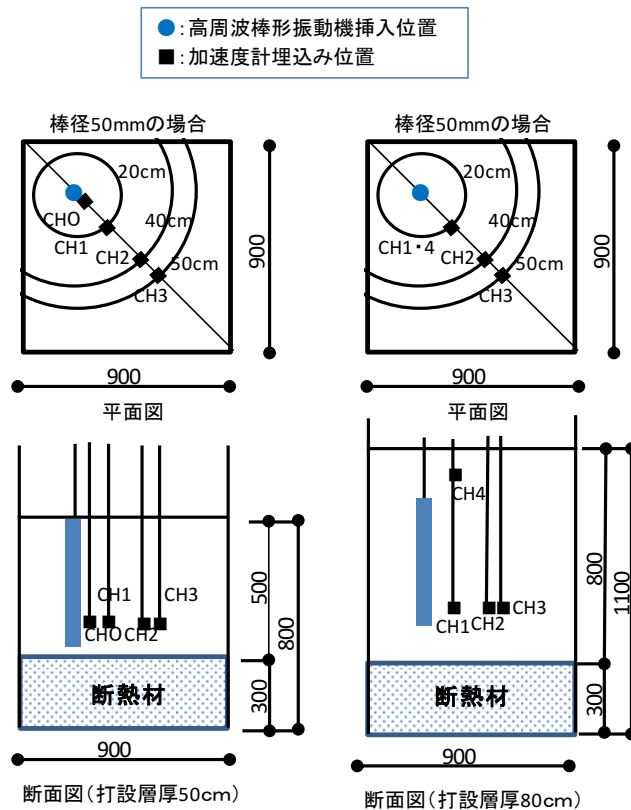


図 3.6 高周波棒形振動機および加速度計の埋込み位置

3.2.2.3 実験結果および考察

(1) 有効締固め範囲に関する実験

実験によると、超高強度コンクリートの振動加速度は 3.2.1 「高強度コンクリートの締固め特性に関する実験」の結果と同様に振動開始直後に最大値を示し、時間の経過とともに徐々に減少し、ほぼ 10～15 秒で定常状態となった。この結果は、通常のコンクリートおよび高強度コンクリートと同様であった。したがって、超高強度コンクリートの適正な加振時間も 15 秒程度で良いと判断した。各測定点における振動加速度は、0～15 秒の平均値とみなした。この平均加速度と振動源からの距離の関係を調査および棒径別にまとめたものを図 3.7 に示す。いずれも振動加速度は、振動源からの距離とともに減少しているが、P25・S25 の超高強度コンクリートの振動源からの距離 20cm までの距離減衰は、通常および高強度コンクリートに比べて小さいことが分かる。この原因については、粘性が高いためにせん断応力が伝わりやすいという考察もある¹⁾が、さらに今後検討する必要がある。

振動源からの距離と材齢 28 日コア強度比の関係を図 3.8 に示す。P25・S25 の超高強度コンクリートのコア強度比は、加速度の距離減衰と同様に低下が少なく、高周波振動機の棒径 50 mm の場合棒径の 10 倍である 50 cm、棒径 60 mm の場合棒径の 10 倍である 60 cm においても 0.9 以上確保できている。しかし、同一条件で比較した通常および高強度コンクリートについては、棒径 50 mm の場合、高周波振動機の棒径 50 mm の場合棒径の 10 倍である 50 cm ではコア強度比は 0.84～0.88 であり 0.9 を下回っていた。図 3.4 に示した実験結果では、0.9 以上を確保できていたことを合わせて、通常および高強度コンクリート有効締固め範囲は、棒径の 10 倍程度と判断した。

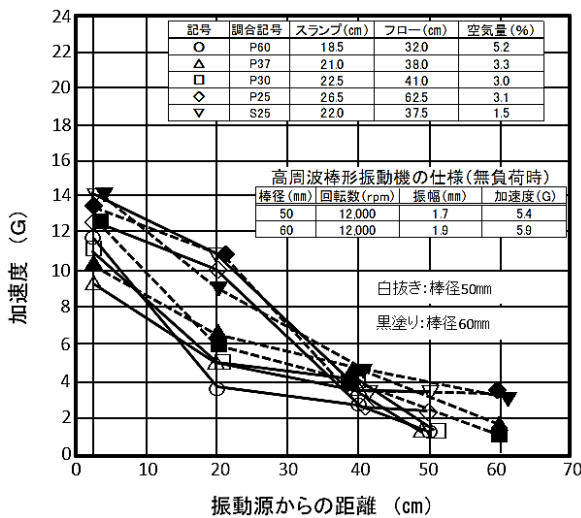


図 3.7 振動源からの距離と加速度の関係

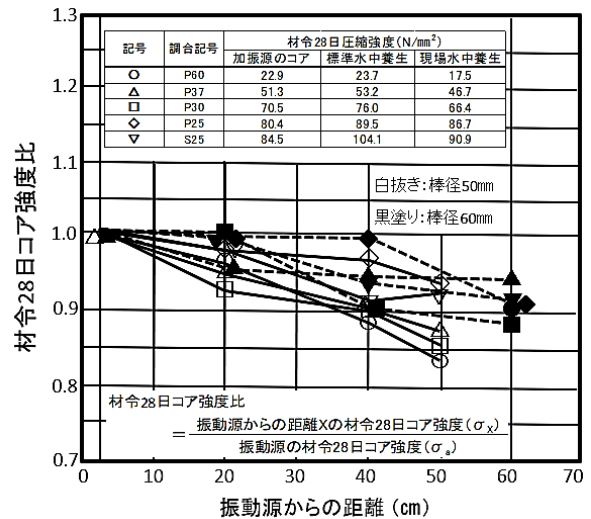


図 3.8 振動源からの距離とコア強度比の関係

振動加速度と材齢 28 日コア強度比の関係を図 3.9 に示す。加速度とコア強度比には相関性があり、加速度の低下に伴いコア強度比も低下している。この傾向には、水結合材比の影響は認められなかった。有効締固め範囲をコア強度比 0.9 以上とすると、それに必要な振動加速度は約 1.5G 以上となる。これらのことから、超高強度コンクリートの有効締固め範囲は、通常および高強度コンクリートと同様に棒径の 10 倍程度と言える¹⁾。図 3.9 に示すように P30 の調合で打設層厚を 50cm と 80cm の 2 種類に換えた場合、打設層厚 80cm の振動加速度は、打

設層厚 50cm に比べて振動源からの距離 20cm で 2.5G, 40cm で 1.5G 低下した。また、打設層厚 80cm のコア強度比は加速度の距離減衰と同様に低下が大きく、いずれの位置においても 0.9 以上は確保できていなかった。したがって、打設層厚と棒形振動機の位置管理を行うことは重要である。

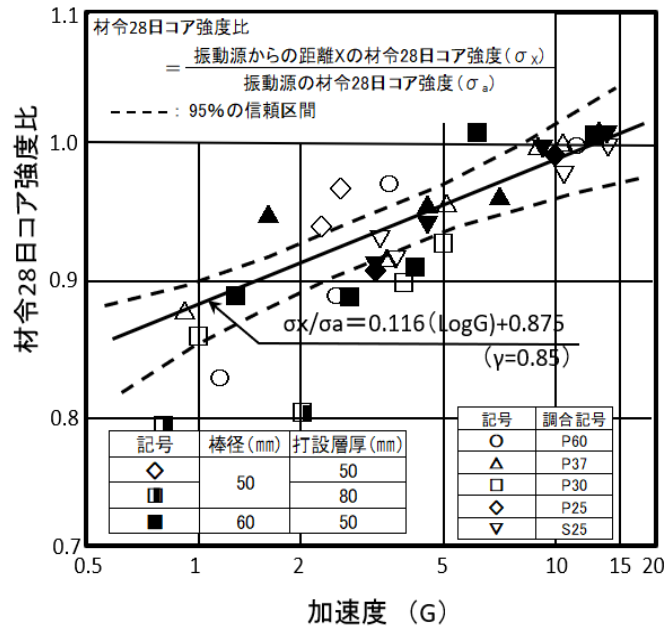


図 3.9 加速度とコア強度比の関係

(2) 締固め方法の違いに関する実験

P30 における締固め方法の違いに関するコア強度および単位容積質量の関係を図 3.10 に示す。材齢および締固め方法に関する二元配置分散分析を行った結果、コア強度および単位容積質量に及ぼす締め固めの方法の主効果は有意水準 1% で有意であった。B 法では加振時間が 15 秒程度であれば更に加振しても強度増進は認められなかった。また、A15 法と B15 法ではコア強度はほぼ同等であった。なお、コンクリートの内部温度は測定結果から、試験体の高さ方向は断熱状態で実大模擬柱部材の中心部とほぼ同等であることを確認している。

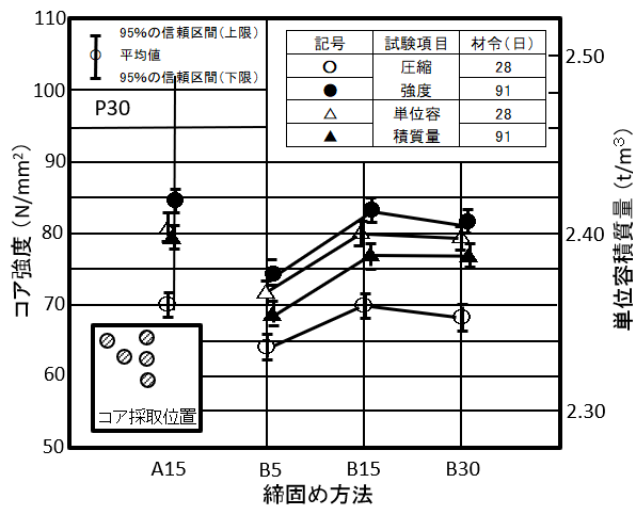


図 3.10 締固め方法とコア強度および単位容積質量の関係

3.3 高強度・超高強度コンクリートの初期養生特性に関する実験研究

3.3.1 柱部材の初期養生方法に関する実験

実験の組合せを表 3.9 に、せき板存置期間 7 日供試体の 28 日コア強度を基準にした各せき板存置期間試験体の材齢 28 日コア強度の比と脱型時強度の関係を図 3.11 に示す。脱型時強度が 10N/mm^2 以下と小さい冬期実験における通常コンクリートの P60 では既往文献²⁾と同じように、せき板の存置期間の影響が認められるが、それでも強度比 95%程度確保できていた。脱型時強度が 10N/mm^2 を超えるその他については、すべてせき板の存置期間の影響が認められなかった。

表 3.9 実験の組合せ

記号	1N	1S	3N	7N
脱型材齢	1日		3日	7日
脱型後養生	無	有	無	無
P60	□	—	□	□
P37	□	—	□	□
P30	□	○	□	□
P25	○	○	○	○
S25	□	○	□	□

注) ○:冬期実験のみ実施 □:冬期・夏期実験実施

冬期実験におけるせき板存置期間と中性化深さの関係を図 3.12 に示す。本実験の中性化促進環境は温度 30°C , 相対湿度 60% , CO_2 濃度 5 %で行ったが、日本建築学会「高耐久性コンクリート造設計施工指針(案)・同解説(1991年版)」の規準値と比較するために、上記指針の中性化試験案に基づいて、温度を 20°C に修正した値をプロットした。通常コンクリートの P60 では、せき板存置期間の影響が認められるが、水結合材比 37% 以下の高強度および超高強度コンクリートではせき板存置期間の影響が認められず、指針規定値の 25mm 以下を十分満足していた。なお、試験体コンクリートの内部温度履歴を測定した結果、せき板存置期間 1 日の脱型後の温度低下はせき板存置 7 日に比べて端部で冬期は 10°C , 夏期で 5°C 程度であり、中心部は若干低下時期は遅れるもののほぼ同等であった。

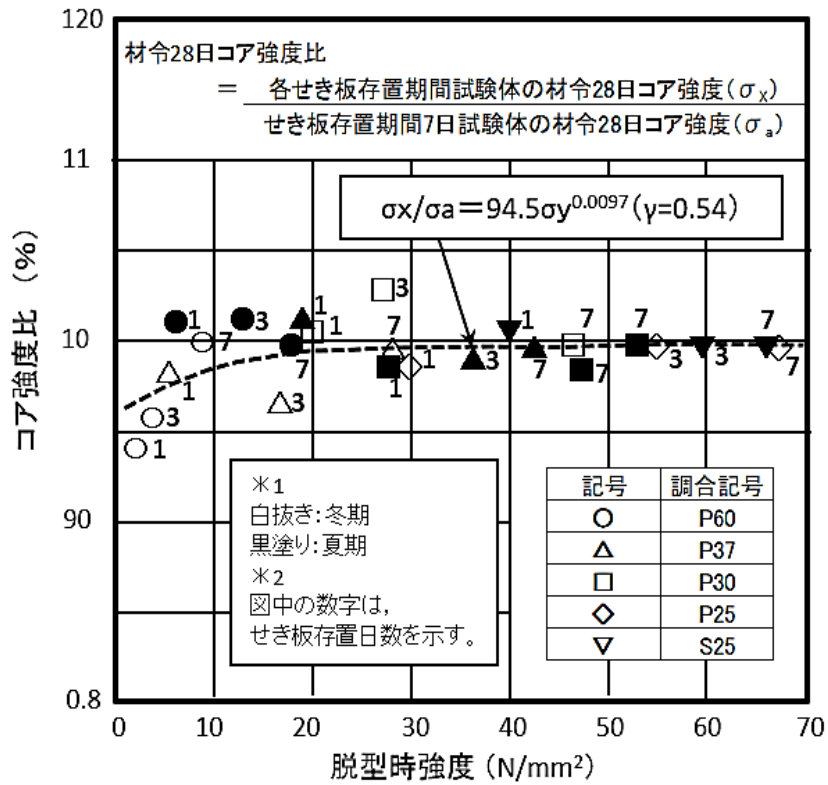


図 3.11 脱型時強度とコア強度比の関係

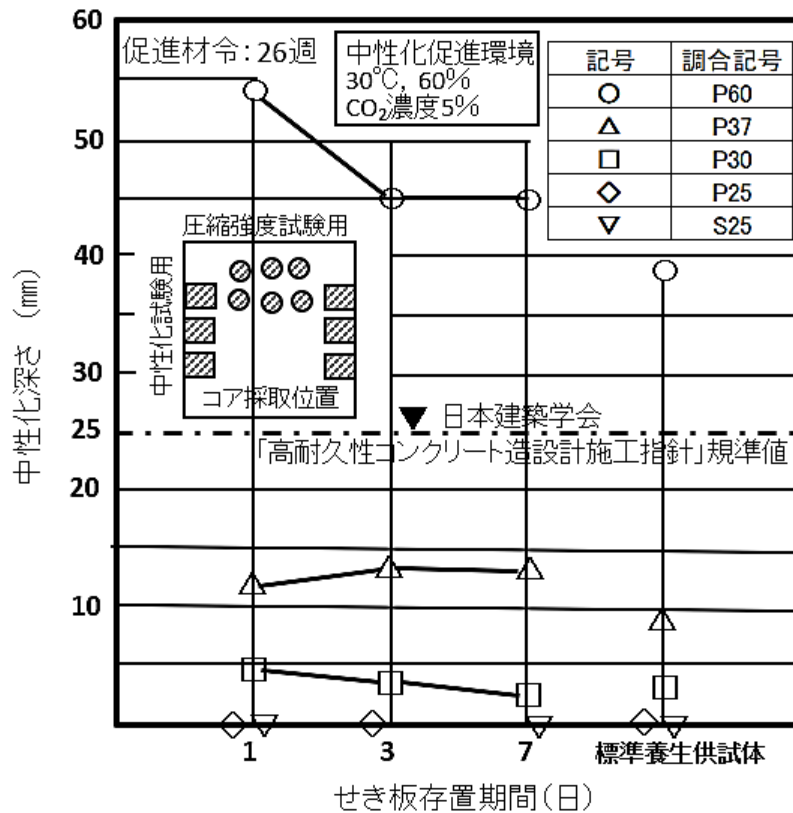


図 3.12 せき板存置期間と中性化深さの関係

3.3.2 部材天端の初期養生方法に関する実験

一般に、プラスチック収縮ひび割れは、ブリーディングによる水分の上昇速度よりもコンクリート表面からの水分の蒸発速度が大きいときに発生する。特に、高強度・超高強度コンクリートではブリーディングもほとんどなく、水分の蒸発を防がないとひび割れが発生しやすい。そこで、図 3.13 に示す部材天端模擬試験体を夏期において、実際の風および直射日光を受ける外部環境下において実験を行った。試験体は各養生方法について 9 本の $\Phi 100 \times 200$ mm の薄鉄板製軽量型枠に打ち込んだ円柱供試体とし、打込み面以外からの熱の移動および水分の蒸発を生じさせないように断熱材で覆った。実験の組合せを表 3.10 に示す。

その結果を部材天端の初期養生方法と材齢 28 日強度比の関係にまとめたものを図 3.14 に示す。部材天端に何も養生しないものは、P37 についてはひび割れは発生せず、養生を行ったものと強度比は大差なかったが、P30 および S25 については供試体高さ中央にほぼ水平方向のひびわれが発生した。しかし、シート養生・湿布養生または被膜養生を行えば、ひびわれは発生せず、強度比も大差なかった。

P30 試験体コンクリートの内部温度履歴を図 3.15 に示す。初期養生をしていない試験体(N)が、養生を行った試験体(S-7およびW-7)に比べて材齢 2 日まで温度履歴が 10°C程度低くなっている。これは、試験体では表面から水分の蒸発に伴う気化熱により放熱し、この水分の蒸発に対してブリーディングがほとんど無いためプラスチック収縮ひび割れが発生したと考えられる。

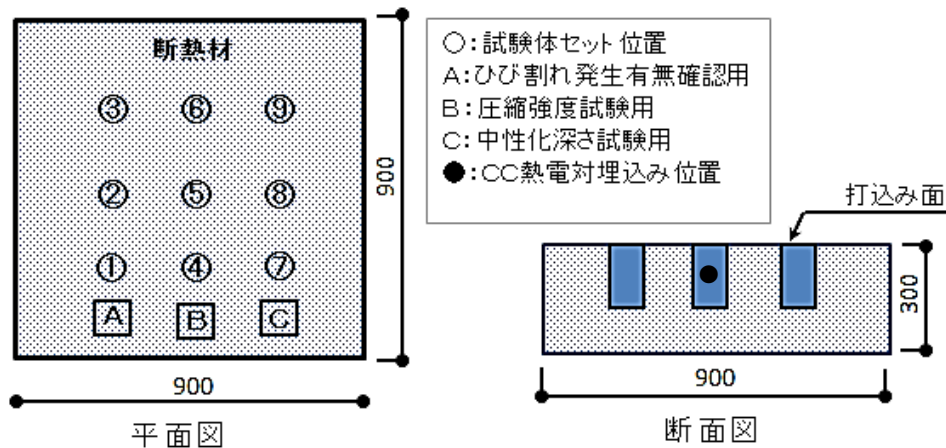


図 3.13 部材天端模擬試験体の形状及び寸法

表 3.10 実験の組合せ

試験体記号	打込み面の養生方法	養生期間(日)
N	無	—
S-3	シート養生	3
S-7		7
W-3	湿布養生	3
W-7		7
C	被膜養生	—

注)養生期間終了後は、自然暴露とする。

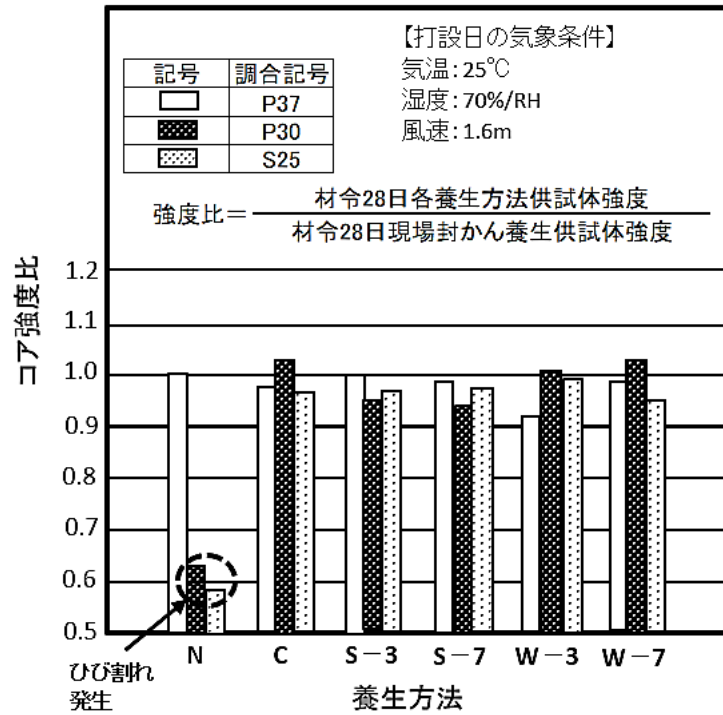


図 3.14 部材天端養生方法と強度比の関係

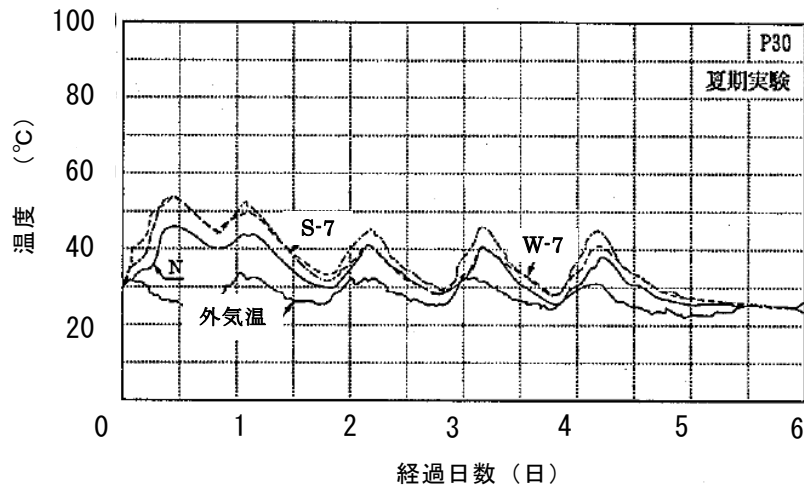


図 3.15 部材天端初期養生供試体の内部温度履歴

3.4 超高強度コンクリートの構造体コンクリート強度に及ぼす打設時期の影響に関する実験

試験体は、断面寸法 900×900 mm，高さ 2,100 mm の実大柱部材を模擬した。試験体は無筋とした。打込みはバケット打ちとし、締固めは図 3.5 に示す B15 法とした。

実大模擬柱部材のコア強度の高さ方向分布を図 3.16 に示す。夏期実験のコア強度は、冬期実験に比べて P30 で 10%，S25 で 20%程度小さかった。これは、夏期実験で使用したコンクリートの練上り温度が 30℃ を越え、柱中心部の最高内部温度が 100℃ 近くまで上昇して、強度発現を妨げたと考える。S25 は高さ方向の強度のばらつきが小さいが、P30 では上部で 10 N/mm²程度強度が小さかった。これについては、上部に下から上げてきたエントラップドエアが抜けきれずに滞留したためと考える。上部についてはもう一度締固めを行う必要があると考える。なお、標準養生供試体強度についても夏期実験の方が冬期実験に比べて、練上り温度および脱型までの養生温度の影響で 10～15%程度小さかった。また、断面のコア採取位置によるバラツキは小さく、締固めおよび温度履歴の影響は認められなかった。構造体内部の最高温度と強度比の関係を図 3.17 に示す。冬期実験においては、水結合材比の違いはあるものの、最高温度が高いほど材齢 28 日から 91 日の強度増進が小さかった。しかし、材齢 91 日強度比は S25 を除けば 100% 確保できていた。夏期実験においては、通常コンクリートも含め材齢 28 日から 91 日の強度増進がほとんど認められず、P60 で 100%程度確保できていたが、その他の高強度・超高強度コンクリートについては、最高温度も 75℃を超え、90%程度の強度発現に留まっていた。

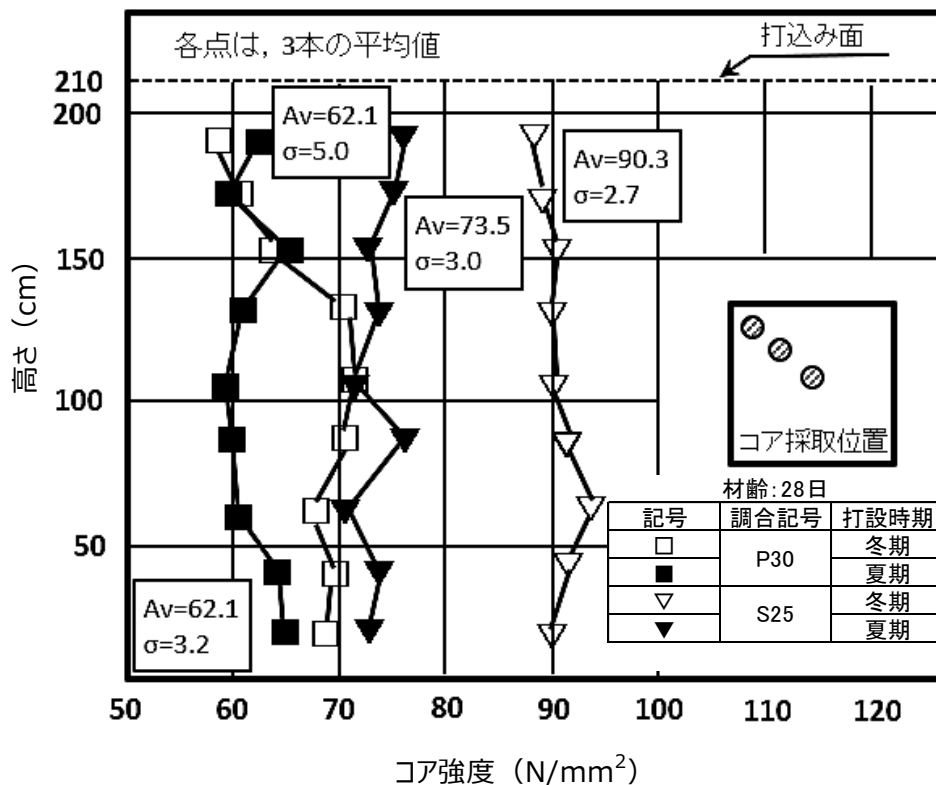


図 3.16 コア強度の高さ方向分布 (冬期・夏期の比較)

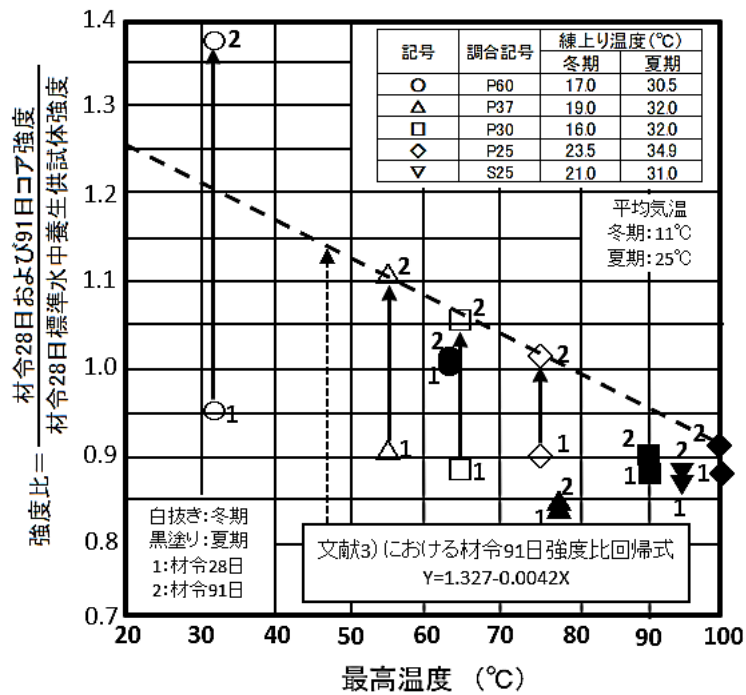


図 3.17 構造体最高温度とコア強度の関係

P30 における品質管理用供試体の 6 種類の養生方法と各養生方法の供試体強度を基準にしたコア強度の比の関係を図 3.18 に示す。コア強度は、冬期・夏期にかかわらず標準水中、標準封かん、現場水中、現場封かん養生供試体強度の 80~95% の範囲であり、構造体に埋込んだ温度センサにより温度履歴を再現する養生槽にて養生した水中および封かん養生供試体 (KS および KH) 強度の 95~105% の範囲にある。S25 についても同様の結果を得た。このことから、超高強度コンクリートの構造体コンクリートの強度管理用供試体の養生方法としては、構造体と同一温度履歴追従水中または封かん養生が妥当であると判断した。

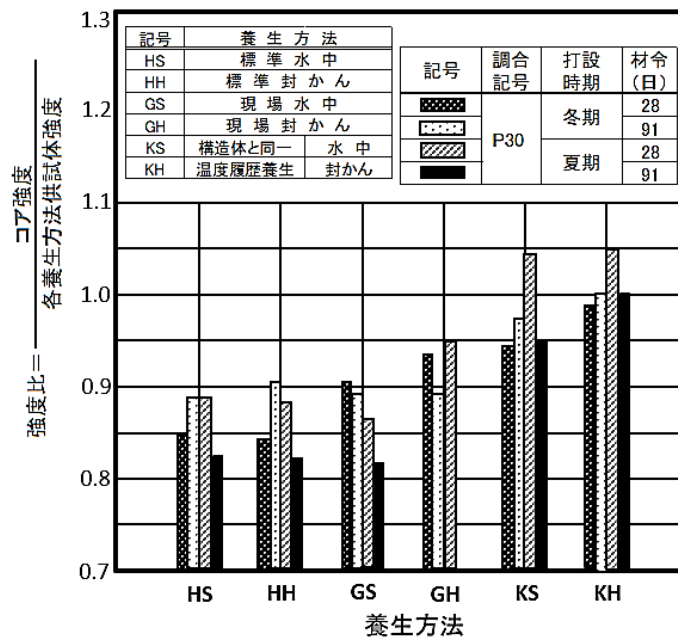


図 3.18 品質管理用供試体養生方法と強度比の関係

3.5 まとめ

まず、 $F_c=42\text{N/mm}^2$ レベルの高強度コンクリートの高周波棒形振動機による締固めに関して、以下のことが明らかになった。

- (1) 高周波棒形振動機による加振時間は 15 秒程度で良い。
- (2) 高周波棒形振動機による有効締固め範囲は、通常のコンクリートと同様に棒径の 10 倍程度といえる。ただし、場所によっては太径鉄筋による振動加速度の低下を考慮する必要がある。伝播加速度および強度低下を考慮すれば、棒径 $\phi 50\text{mm}$ では 50cm 以内、 $\phi 60\text{mm}$ では 60cm 以内（棒径の 10 倍）がその締固めの有効範囲である。

なお、本実験で明らかになった高強度コンクリートの締固め方法については、当時日本建築学会「高強度コンクリートの技術の現状（1991年版）」⁴⁾に採用されている。

次に、 $F_c=60\sim 80\text{N/mm}^2$ レベルの超高強度コンクリート構造体の物性に及ぼす施工条件（コンクリートの製造・運搬・打込み・締固め・養生）および施工時期（冬期・夏期）の影響を明らかにするために、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ レベルの通常コンクリートおよび $F_c=42\text{N/mm}^2$ レベルの高強度コンクリートと比較実験を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 超高強度コンクリートの適正な加振時間は、通常のコンクリートおよび高強度コンクリートと同様に 15 秒程度で良い。
- (2) 棒形振動機で、柱部材を締固めた場合の加速度とコア強度比（振動源からの距離 X_c のコア強度／振動源のコア強度）には水結合材比にかかわらず一定の相関性があり、加速度の低下に伴いコア強度比も低下していた。この関係から、超高強度コンクリートの有効締固め範囲は、通常および高強度コンクリートと同様に棒径の 10 倍程度と考えて良い。
- (3) 層厚 80cm の振動加速度およびコア強度比は、打設層厚 50cm に比べて大きく低下するので、打設層厚と棒形振動機の位置管理を行うことが重要である。
- (4) 超高強度コンクリートを打ち込んだ実大柱を締固める方法として、同時加振の B 法では 15 秒程度加振すればさらに加振しても強度増進は認められず、A15 法と B15 法ではコア強度に大差なかった。したがって、超高強度コンクリートの締固め時間は、15 秒程度でよい。
- (5) 脱型時強度が 10N/mm^2 を越える高強度・超高強度コンクリートでは、コア強度および中性化に及ぼすせき板の存置期間の影響は認められなかった。
- (6) 水結合材比 37%(P37) の高強度コンクリートでは、打設面を養生しなくてもプラスチック収縮ひび割れは発生せず、養生したものとコア強度は大差なかった。しかし、水結合材比 30%(P30) およびシリカフュームを内割 10% 混入した水結合材比 25%(S25) の超高強度コンクリートでは、シート養生・湿布養生または被膜養生を行わないとひび割れが発生するため、養生の重要性を実証することができた。
- (7) 超高強度コンクリートを夏期に施工する場合には冬期に比べて、練上り温度および構造体内部の最高温度の影響で 10~20% の強度低下が認められるとともに、材齢 28 日から 91 日までの強度増進が認められない。超高強度コンクリートの構造体強度管理用供試体の養生方法としては、構造体と同一温度履歴追従水中または封かん養生が妥当である。

参考文献

- 1) 神田亨ほか： シリカフュームを使用した高強度コンクリートの振動締固め特性，土木学会第44回学術講演会，No. 5， pp. 206～207， 1989. 10
- 2) 建築業協会 型枠小委員会編： せき板の存置期間および初期養生に関する研究， 1991. 3
- 3) 橋大介ほか： シリカフュームを使用した高強度コンクリートの物性，コンクリート工学年次論文報告集， Vol. 12， No. 2， pp. 117～122， 1990. 6
- 4) 日本建築学会： 高強度コンクリートの技術の現状， pp. 151～155， 1991. 1
- 5) 鬼塚雅嗣，松尾忠，浦川和也： 超高強度コンクリートの物性に及ぼす施工条件の影響に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会論文集， Vol. 14， No. 1， pp. 505-508、1992年7月
- 6) 鬼塚雅嗣，松尾忠： 高強度コンクリートを使用した構造体コンクリート強度に関する実験（その1）高周波棒形振動機の有効締固め範囲，日本建築学会大会学術講演梗概集，材料・施工分冊， pp. 561～562， 1989
- 7) 松尾忠，鬼塚雅嗣： 高強度コンクリートを使用した構造体コンクリート強度に関する実験（その2）実大柱の施工実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，材料・施工分冊， pp. 563～564， 1989
- 8) 伊藤喜夫，松尾忠，鬼塚雅嗣，浦川和也： 超高強度コンクリートの物性に及ぼす施工条件の影響に関する実験研究（その4）締固めに関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，材料・施工分冊， pp. 421～422， 1992年
- 9) 田村公一，松尾忠，鬼塚雅嗣，伊藤喜夫： 超高強度コンクリートの物性に及ぼす施工条件の影響に関する実験研究（その5）初期養生に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集， pp. 423～424， 1992年
- 10) 石黒恵之，松尾忠，鬼塚雅嗣，浦川和也： 超高強度コンクリートの物性に及ぼす施工条件の影響に関する実験研究（その6）実大模擬柱部材の施工実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，材料・施工分冊， pp. 425～426， 1992年

第4章 外殻プレキャスト柱部材（シェルコラム）の開発と実建築物への適用

4.1 はじめに（研究実施期間：1995～2005年）

技術の背景として、当時高齢化社会を背景にした、熟練工の減少や品確法施行による建物の高品質化をはじめ、超高層RC造住宅の施工の合理化、省力化、工期短縮のため、すでに遠心成型による外殻プレキャスト柱部材「プレカラム」が開発され大臣認定も取得し、実施工されていた。しかし、これは遠心成型のため多様な形状および寸法への対応が困難であった。そこで、高強度・高流動コンクリートの活用により、あらゆる形状および寸法のプレキャスト部材製造可能な新たな外殻プレキャスト柱部材をプロジェクトリーダーとして開発することとした。

躯体品質が向上し、施工効率が良く、施工の安全性に寄与し、環境保護に寄与できる、せん断補強筋を内蔵した型枠兼用の外殻プレキャスト柱部材（以下、「シェルコラム（登録商標）」と記す）の開発に成功した。特長は、フルプレキャスト柱重量の約30%という軽量部材であり、PC工場にて製造するため、安定した高品質を確保することができる。コンクリートは、設計基準強度60N/mm²の高強度・高流動コンクリートを使用しており、密実で高耐久性のコンクリートを得ることができる。さらに、木製型枠を使用しないため、環境保護に貢献している。なお、本工法は「シェルコラム工法」として、(一財)日本建築センターの一般評定（認定取得番号BCJ-C2147）を取得している。

開発したシェルコラムは、実建物である構造形式の異なる2種類の集合住宅（①RCラーメン構造31階建て超高層集合住宅、②耐震壁付きプレキャストラーメン構造で板状14階建て集合住宅）他3件に適用し、施工を行った。

本章は、シェルコラムの開発概要と実建物に適用したシェルコラムの製造から施工までの適用結果をまとめたものである。

4.2 シェルコラムの開発概要

4.2.1 シェルコラムの仕様

シェルコラムは、せん断補強筋を内蔵した薄肉の外殻プレキャスト柱部材で、コンクリートの品質向上や躯体工事の省力化および地球環境の保護を目的として開発した型枠兼用構造部材である（図4.1参照）。

(一財)日本建築センターの一般評定（評定取得番号BCJ-C2147）を取得しているため、軒高60m以下であれば、建物毎の個別評定の取得は不要で、通常の確認申請で済むため、採用の準備期間が短期間で済む。

シェルコラムの内面には図4.1に示すように溝型コッターを設けることにより充填コンクリートとの一体性を確保している。

シェルコラムの種類としては躯体工事の省力化を目的として、建物の各種要求性能に対応できるように写真4.1に示すように、①標準タイプ、②耐震壁開口付きタイプ、③角付きタイプの3種類を開発した。①標準タイプは梁下までをプレキャスト化した部材であり、②耐震壁開口付きタイプは、耐震壁の横筋を定着するための開口部を設けた部材で側柱用と隅柱用がある。また、③角付きタイプは柱梁接合部をプレキャスト化し、さらにバルコニーのかかり代をとるために欠き込みを設けた部材である。

なお、シェルコラムの厚さは、標準は65mmであるが、建物の構造形式に応じて評定

BCJ-C2147 の設計指針に拠り変更は可能である。

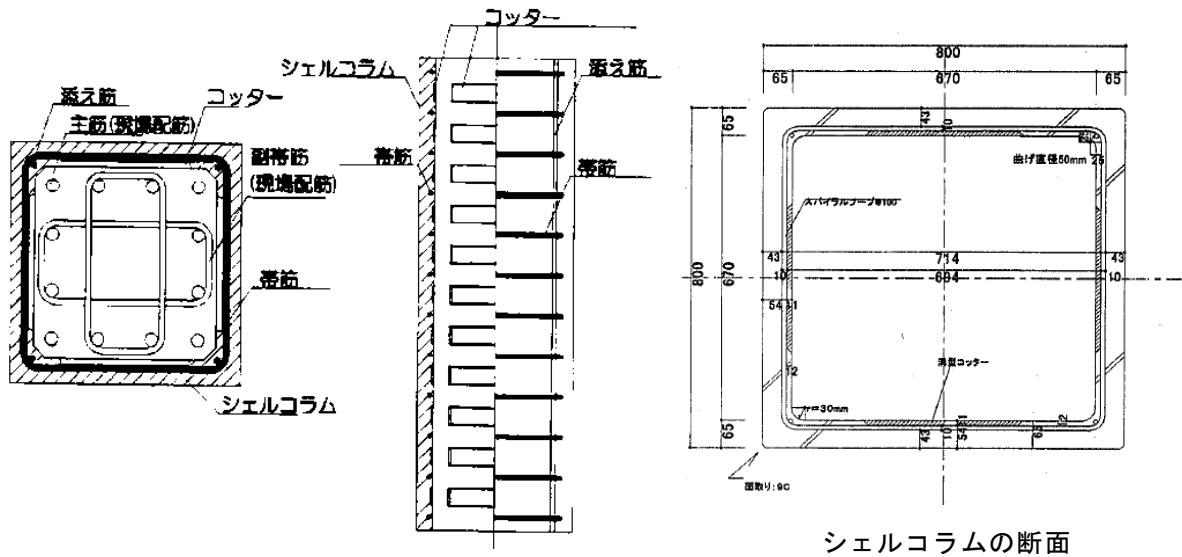


図 4.1 シェルコラムの概要

シェルコラムの種類

① 標準タイプ



②耐震壁開口付きタイプ



側柱用

隅柱用

③角付きタイプ



コーナー柱用



コーナー柱用



側柱用

写真 4.1 シェルコラムの形状と種類

4.2.2 シェルコラムの製造方法

(1) シェルコラム製造用型枠

シェルコラムを製造するシステム型枠は、図 4.2 に示すように、主に内側の型枠（以後、「内型枠」と記す）と内型枠の支保工である袋状の空気膜「エアウォール」、外側の型枠と支保工が一体となったもの（以後、「側型枠」と記す）、底面の「ベース型枠」によって構成している。製品の脱型はエアウォール内の空気を脱気して行うシステムとする。シェルコラム製造用型枠に関して取得した特許を表 4.2 に示す。また、シェルコラム断面寸法については□800 から □1200mm 程度まで、肉厚寸法 65mm から 200mm 程度まで対応可能な構造としている。また、「フカシ」、「サッシュ部分欠込み」、「防水立ち上がり欠込み」、「サッシュアンカー埋込み」、「PCa 用・ALC 用プレート打込み」等への対応が可能な製造システムとしている。

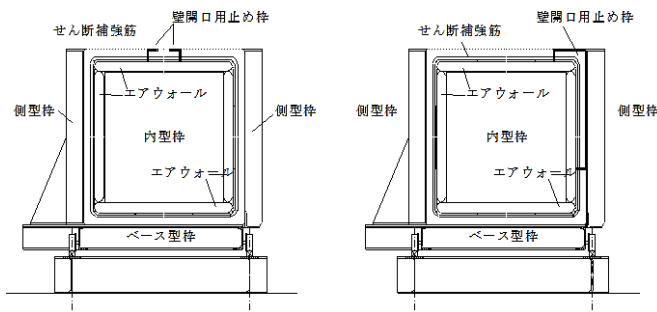


図 4.2 システム型枠の概要

(2) コンクリートの製造

コンクリートは、工場内バッチャープラントにて製造する。コンクリートは、高強度・高流動コンクリートとし、その調合を表 4.1 に示す。

表 4.1 高強度・高流動コンクリートの調合

セメントの種類	スランブロー (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単位量(kg/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	高性能AE減水剤 (C×%)
高炉 B	65	2	30.0	52.7	170	567	830	765	2.5

(3) シェルコラムの成形

コンクリートの打設は、攪拌機能付きコンクリートバケットを使用し高強度・高流動コンクリートを打設する流し込み工法とする（写真 4.2 および写真 4.3 参照）。打設時のコンクリートの締固めは、型枠バイブレータを補助的に用いる。コンクリートの打止めは、型枠天端までコンクリートが充填されたことを確認して行う。打設終了後、コンクリート天端は十分にタンピングを行い締固める。成形後のコンクリートの養生は、断熱シートで翌日まで行う。冬期においては、条件に応じて蒸気養生を行う。脱型にあたっては、シェルコラムのコンクリート圧縮強度が、脱型時所要強度 12N/mm^2 を満足していることを確認する。シェルコラムは所定のストックヤードに運搬し、出荷まで水槽にて水中養生して貯蔵する（写真 4.4 および写真 4.5 参照）。



写真 4.2 コンクリートの打設状況



写真 4.3 エアウォールの空気抜き

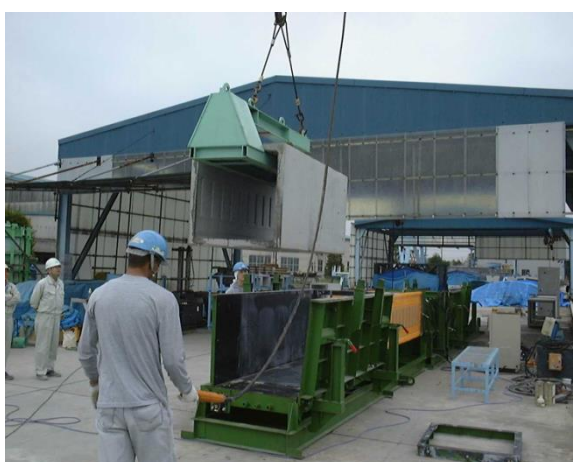


写真 4.4 製品の吊上げ



写真 4.5 水中養生

(4) 製造歩掛り

シェルコラムの製造歩掛りは、標準タイプが最も効率が良く、1人工あたり2ピース以上で製造可能であった。なお、「フカシ」や「角」などのオプションが取り付けの場合は、1人工あたり1.4ピース以上であった。

4.2.3 取得した特許

シェルコラムの製造用型枠装置は、多品種の製品を安価に製造可能とした型枠装置である。型枠には、袋状の空気膜であるエアウォールを使用することで従来型枠の約4倍の生産性の向上を図ることが可能となった。研究実施期間内で主考案者として取得した特許は、表4.2に示す8件である。

表 4.2 取得した特許

発明の名称	出願人	登録番号	発明者
① 「外殻PCa柱部材製造用内型枠の組立用仮設治具およびこれを用いた内型枠の組立方法」	佐藤工業(株)	3177215	鬼塚雅嗣 西尾敦昌 浦川和也
② 「先組み柱筋用吊り治具およびこれを用いた外殻PCa柱部材における塞ぎ型枠設置方法」	佐藤工業(株)	3251905	鬼塚雅嗣 西尾敦昌 浦川和也
③ 「外殻PCa柱部材の製造方法」	佐藤工業(株)	3070849	鬼塚雅嗣 西尾敦昌 浦川和也
④ 「中空PCa部材製造用型枠装置」	佐藤工業(株) 株式会社KMF	3072294	鬼塚雅嗣 西尾敦昌 近藤悟 浦川和也 若林祐司
⑤ 「中空PCa部材製造用内型枠」	佐藤工業(株) 株式会社KMF トヨ産業(株) オカモト(株)	3076566	鬼塚雅嗣 西尾敦昌 近藤悟 浦川和也 若林祐司
⑥ 「養生機能を備えた中空PCa部材製造用内型枠」	佐藤工業(株) トヨ産業(株) オカモト(株)	3076567	鬼塚雅嗣 西尾敦昌 近藤悟 浦川和也 若林祐司
⑦ 「断面U字状PCa梁部材の製造方法およびその型枠装置」	佐藤工業(株) トヨ産業(株) オカモト(株)	3249100	鬼塚雅嗣 西尾敦昌 近藤悟 浦川和也 若林祐司
⑧ 「中空PCa部材製造用型枠装置およびこれを用いた製造方法」	佐藤工業(株)	4476403	鬼塚雅嗣 西尾敦昌 近藤悟 浦川和也

4.3 実建物へのシェルコラムの施工

4.3.1 適用物件概要

シェルコラムは、写真 4.6 および写真 4.7 に示す構造形式の異なる 2 物件（物件 A、物件 B）に適用した。

物件 A は R C 造地上 31 階の超高層集合住宅で、構造形式は R C ラーメン構造である。物件 B は R C 造地上 14 階の高層集合住宅で、構造形式は耐震壁付き R C プレキャストラーメン構造である。各物件の建物概要を表 4.3 に示す。

表 4.3 シェルコラムの適用物件概要

項目	物件 A	物件 B
建物用途	集合住宅	集合住宅
構造形式	R C ラーメン構造	耐震壁付き R C プレキャストラーメン構造
階数	地下 1 階 / 地上 31 階	地上 14 階
最高高さ	91.3m	42.3m
建築面積	783 m ²	491 m ²
延べ床面積	18,490 m ²	6,869 m ²
基礎形式	杭基礎	直接基礎
シェルコラム本数	741P	140P
同上断面形状	正方形	正方形または長方形
同上断面寸法	□800, □850, □900, □950	□1200, 1200×1100
その他の部材	梁：ハーフ PCa スラブ：ボイドスラブ バルコニー：フル PCa	梁：ハーフ PCa スラブ：ボイドスラブ バルコニー：フル PCa
シェルコラム設計基準強度	60N/mm ²	50N/mm ²
後打ちコンクリート設計基準強度	36~60N/mm ²	24~36N/mm ²



写真 4.6 物件 A



写真 4.7 物件 B

(1) 物件A（RC造地上31階の超高層集合住宅）

物件Aの構造平面図を図4.3に示す。本物件は、外バルコニー形式の純ラーメン構造であるが、一部、外観の特徴としてバルコニーが付帯しない柱がある。

柱の施工方法は1階から3階までは在来工法で、4階から31階の柱(1フロアあたり27本)にはシェルコラム合計741本適用した。また、梁にはハーフPCa梁、スラブにはボイドスラブ、バルコニーはフルPCaを採用している。なお、非耐震壁については、ALC・PCa壁としている。柱のコンクリートの設計基準強度は36~60N/mm²であるのに対して、シェルコラムの設計基準強度は60N/mm²としている。

また、本物件は高さ60mを超えることから、シェルコラムの適用については、一般評定の対象とならないため、本体工事の（一財）日本建築センターの高層評定に合わせてシェルコラムの個別評定も取得した。

(2) 物件B（RC造地上14階の高層集合住宅）

物件Bの構造平面図を図4.4に示す。本物件は耐力壁付きプレキャストラーメン構造（桁行方向が二次壁をプレキャスト版およびALC版とした純ラーメン構造、張間方向が連層耐震壁付きラーメン構造）の板状14階建て集合住宅である。柱には1階から14階の柱（1フロアあたり10本）にシェルコラムを合計140本適用した。また、梁にはハーフPCa梁、スラブにはボイドスラブ、バルコニーはフルPCaおよびハーフPCaを採用している。なお、非耐震壁については、ALC・PCa壁としている。柱コンクリートの設計基準強度は24~36N/mm²であるのに対して、シェルコラムの設計基準強度は50N/mm²としている。

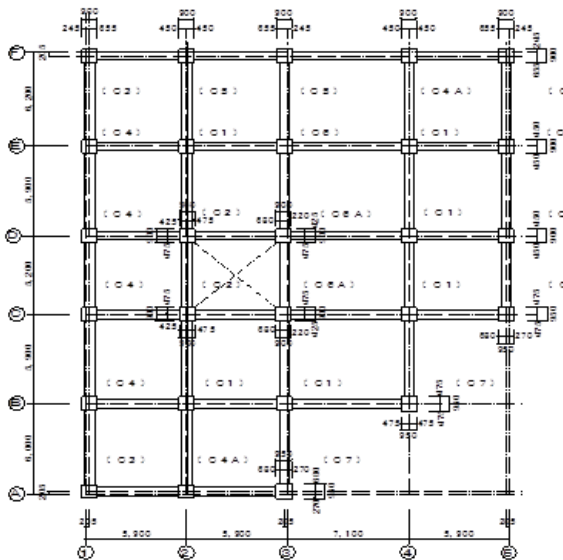


図4.3 物件Aの構造平面図

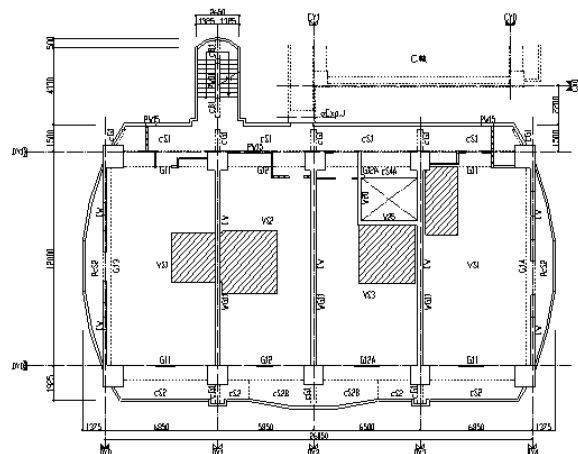


図4.4 物件Bの構造平面図

4.3.2 物件Aの適用

(1) 躯体工事の施工の特徴

本躯体工事の特徴を以下に示す。

- ① コンクリート打設は、水平・鉛直（VH）分離打設（2 m³ホッパー使用）とした。
- ② 主筋の継手工法は、柱については有機グラウトを使用した機械式継手工法（エポックジョイント）、梁継手は溶接継手工法（エンクローズ溶接）を採用した。
- ③ 揚重機は、タワークレーン JCC300H-II（35m-7t）1基とし、P C a 部材のセット、コンクリート打設、柱先組主筋の吊り込み、仮設材・仕上げ材の揚重に利用した。
- ④ 一部のコーナー柱は、外バルコニーが付帯しない外観となっており、柱梁接合部の施工の合理化を目的として角付きシェルコラム（写真 4.8 参照）を採用した。
- ⑤ 柱主筋は先組みとした。

(2) 形状および工法

今回適用したシェルコラムは、写真 4.8 に示す。標準タイプと角付きタイプの2種類とした。シェルコラムの柱脚部のレベル調整は、レベル調整ボルトで行った。このボルトは、床コンクリート打設時に埋め込んだインサートに取り付け、シェルコラム建て方前に高さ調整した。標準タイプの場合は、ボルトの高さは SL+50 mm としたが、角付きタイプの場合は、柱が外部に面するため雨掛りとなり、漏水防止の方法として図 4.5 に示すような欠込みを設け、ボルト高さを 20 mm とした。角付きシェルコラムについては、外装が吹付塗装仕上げなので後施工が困難なため、建て方に先行して地上で吹付け施工する方法とした。



標準タイプ

角付きタイプ

写真 4.8 使用したシェルコラム

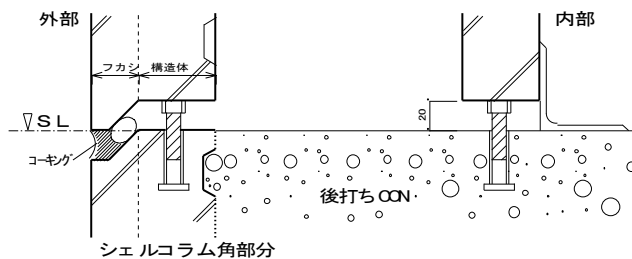
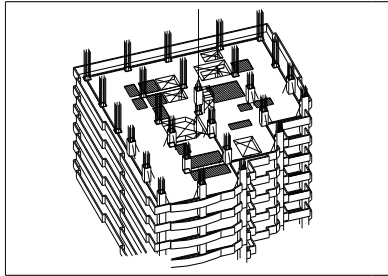


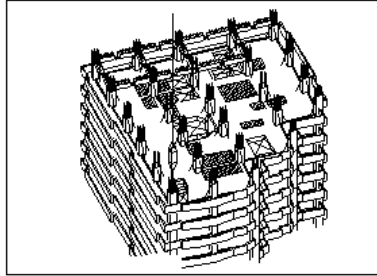
図 4.5 角付きシェルコラムの柱脚部納まり

(3) 基準階のタクト工程

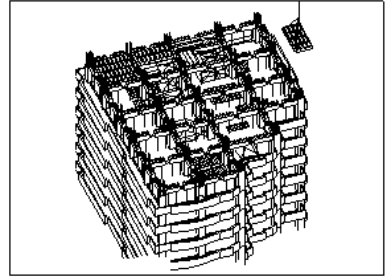
物件Aの基準階タクト工程（1フロアサイクル工程）を図4.6、写真4.9～写真4.14および表4.4に示す。基準階タクトは、タワークレーン1基、コンクリート打設がVH分離打設という条件下で7日を実現した。



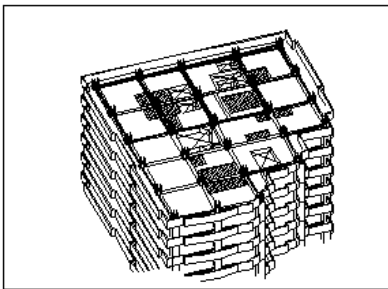
1日目：墨出し・シェルコラム取付け



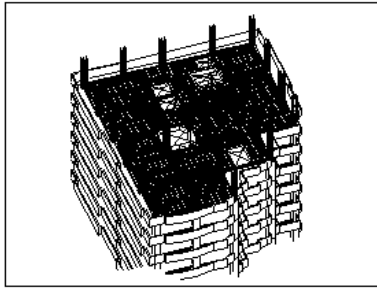
2日目：Vコン打設・PCa梁取付け



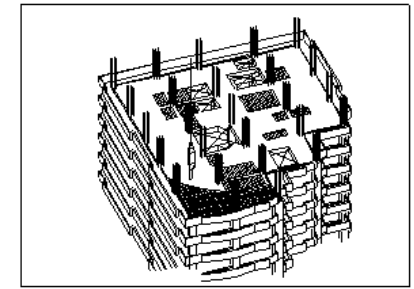
3日目：PCa梁・スラブ取付け



4日目：バルコニー・上筋溶接



5・6日目：柱先組鉄筋取付け。スラブ配筋



7日目：床コンクリート打設

図4.6 基準階のタクト工程



写真4.9 1日目施工



写真4.10 2日目施工



写真4.11 3日目施工



写真4.12 4日目施工



写真4.13 5.6日目施工



写真4.14 7日目施工

表 4.4 基準階のタクト工程表

	1日目(10/7)	2日目(10/10)	3日目(10/11)	4日目(10/12)	5日目(10/13)	6日目(10/16)	7日目(10/17)
揚重機(JCO-300H)	足場材 シェルコラム	柱コン打設 支保工材	大梁PCa・小梁PCa 大梁PCa	床版セット40p 仮置材	バルコニーセット27p スラブ筋留め	柱筋 仮置材	床コンクリート打設
N+1階作業						7F床コンクリート打設112.5m ³ 7F柱筋セット27p・柱間筋グラウト	
施工階作業	梁支保工組 鷹工3人	バルコニー支保工組 鷹工3人	大梁セット16p・大梁9p・小梁9pセット 鷹工3人	床版セット40p 鷹工3人	バルコニーセット3p・バルコニーセット24p 鷹工3人・鷹工3人 鷹工1人・鍛冶工1人	7F柱筋セット27p・柱間筋グラウト 鷹工1人	7F床コンクリート打設112.5m ³ 鷹工2人・土工4人 鷹工1人・土工6人 柱筋の取付・正味筋グラウト
地上作業	7F柱筋地組 鷹工1人 シェルコラム建方27p 鷹工1人	柱筋地組 鷹工1人	柱筋地組・梁合巻(仕上がり取付付) 鷹工1人	床版・バルコニーセット 鷹工1人	バルコニーセット 鷹工1人	7F柱筋セット・残取付 鷹工1人	柱筋材搬入・地組(8F分) 鷹工1人

本工事における主なタクト工程について施工歩掛りを測定した結果を表 4.5 に示す。シェルコラムの施工歩掛りは、鷹工 3 人 1 組で 1 時間当たり 5.2 本なので、1 フロア 27 本のシェルコラムの建て方時間は約 5 時間であった。この結果、シェルコラムを使用することで同一フロアの柱本数が多いほど、在来工法に対する作業時間短縮効果が得られることが確認できた。

表 4.5 主な工事の施工歩掛り概要

工程	概略項目	数量	所要時間	出向	平均歩掛り
PCa工事	シェルコラム	27P	5.2H	鷹工3人	5.2(P/H)
	大梁PCa	35P	9.8H	鷹工4人 鉄筋工2人	3.6(P/H)
	小梁PCa	8P	1.0H	鷹工4人	8.0(P/H)
	床版PCa	40P	5.3H	鷹工4人	7.5(P/H)
	バルコニー	27P	9.4H	鷹工4人 鍛冶工1人	2.9(P/H)
Con打設	Vコン	45m ³	2.7H	鷹工2人 土工4人	16.7(m ³ /H)
	Hコン	112.5m ³	5.3H	鷹工2人 土工6人	21.2(m ³ /H)
鉄筋工事	先組鉄筋	27P	5.0H	鉄筋工5人	5.4(P/H)
	主筋グラウト	27P	6.7H	鉄筋工2人	4.1(P/H)

(4) シェルコラムの施工

シェルコラムの施工手順を写真4.15～写真4.30に示す。

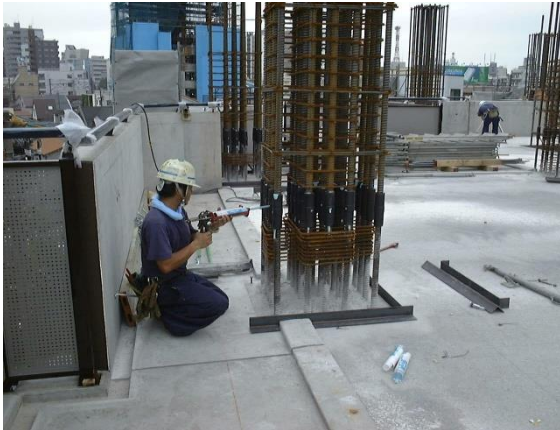


写真 4.15 柱筋継手部グラウト注入



写真 4.16 柱筋継手部中子筋配筋



写真 4.17 墨出しおよび
レベル調整用ボルト用インサート



写真 4.18 シェルコラム搬入



写真 4.19 パレット荷揚げ



写真 4.20 シェルコラム吊り揚げ



写真 4.21 シェルコラム吊り込み 1



写真 4.22 シェルコラム吊り込み 2



写真 4.23 シェルコラム位置固定



写真 4.24 押しきサポート取付け



写真 4.25 シェルコラム建入れ調整



写真 4.26 シェルコラム取付け完了



写真 4.27 柱コンクリート打設



写真 4.28 柱コンクリート打設天端



写真 4.29 柱脚部充填状況



写真 4.30 シェルコラム天端梁位置墨出し

4.3.3 物件Bの適用

(1) 躯体工事の施工の特徴

本建物の構造及び工法概要を図4.7に示す。本躯体工事の特徴を以下に示す。

- ① コンクリート打設は、水平・鉛直（VH）一体打設（コンクリートポンプ車使用）とした。
- ② 主筋の継手工法は、柱については有機グラウトを使用した機械式継手工法（エポックジョイント）、柱継手は溶接継手工法（エンクローズ溶接）を採用した。
- ③ 揚重機は、タワー型クローラクレーンとし、PCa部材のセット、鉄筋の吊り込み、仮設材・仕上げ材の揚重に利用した。
- ④ 耐震壁および妻側の大梁は、在来型砕工法を採用した。
- ⑤ 柱主筋は施工階にて組み立てた。

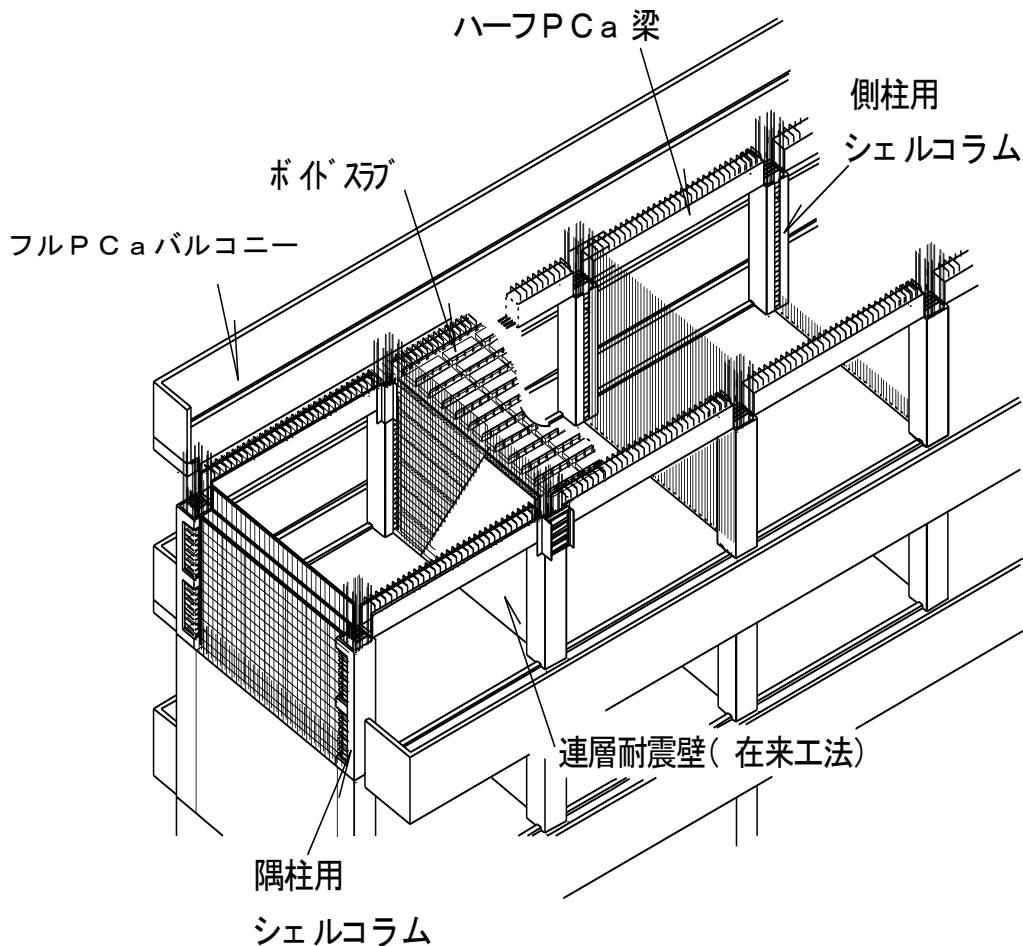


図4.7 工法概要

(2) 形状および工法

今回適用したシェルコラムの形状（構造図）を図4.8に示す。シェルコラムは、管状形状で、壁筋定着用の開口部を有している。構造寸法は、妻側の柱（隅柱）が1,200×1,200mm、一般の柱（側柱）が1,200×1,100mmで、梁下寸法は、2,060mmと、各階共通となっている。せん断補強筋は、主に1,300N/mm²級の高強度せん断補強筋を使用している。部材長さは2,060mmとなっており、肉厚は、コンクリート打設時の側圧を考慮して85mmとしており、内部には、後打ちコンクリートと一体化が図れるように4面にコッターが配置されている。コッターの数は、設計指針に基づいて算定された数量以上を配している。現場に納入された隅柱用シェルコラムを写真4.31に、側柱用シェルコラムを写真4.32に示す。

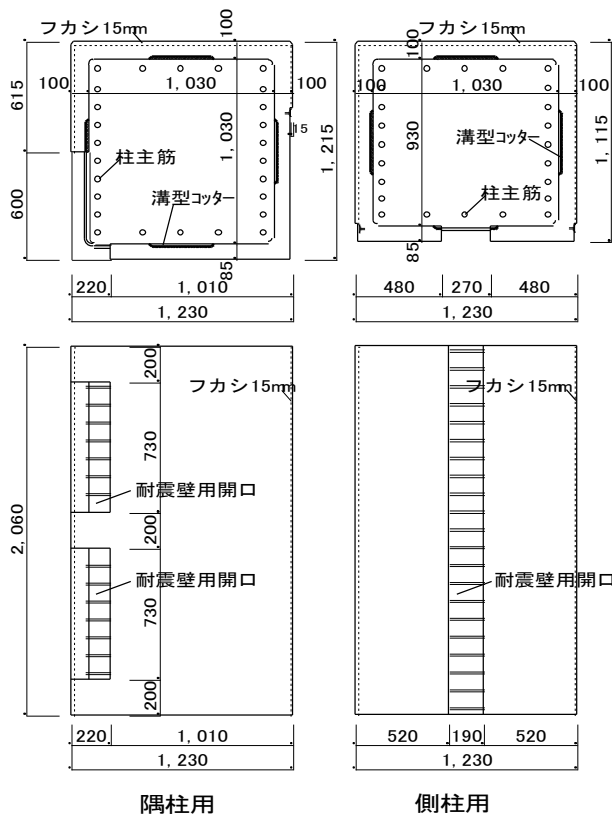


図4.8 シェルコラム形状



写真4.31 隅柱用シェルコラム



写真4.32 側柱用シェルコラム

(3) 基準階のタクト工程

物件Aの基準階のタクト工程を図4.9および表4.6に示す。躯体サイクル工程は、柱が在来工法の場合試算した結果1フロア11日であるのに比べてVH一体打設で8日と3日間の工期短縮を図ることができた。シェルコラムの建て方は、グラウト施工を含めて1日で完了している。

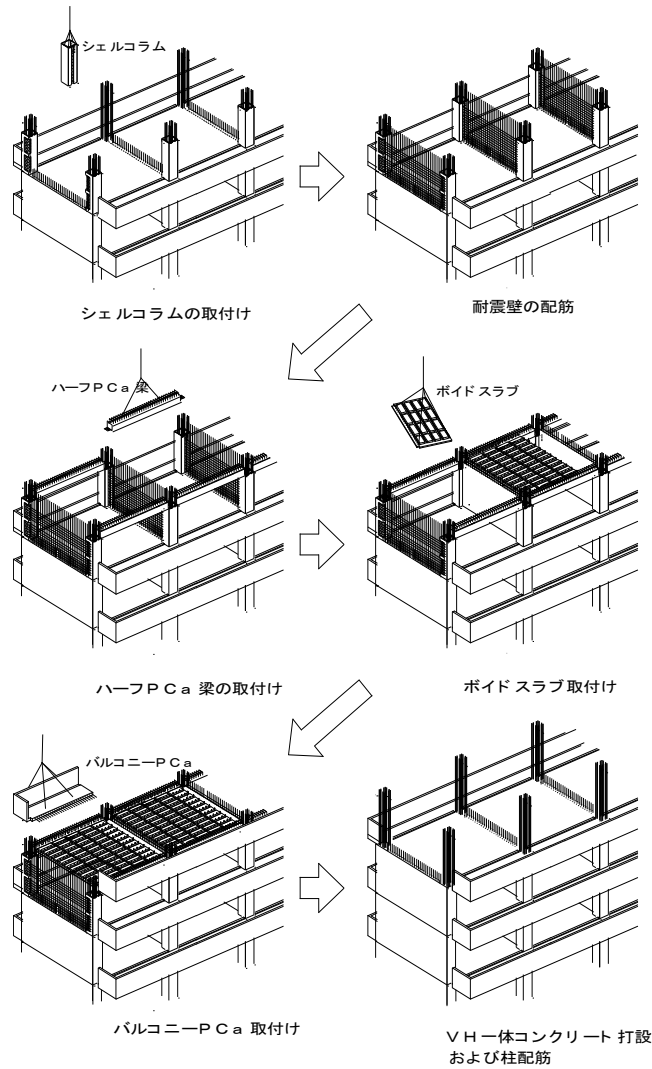


図 4.9 基準階タクト工程

表 4.6 基準階のタクト工程表

基準階サイクル工程表

	1日目	2日目	3日目	4日目	5日目	6日目	7日目	8日目
D棟								
鷹工		シェルコラム建て方 10p	梁PCa架け 8p	床版・バルコニーPCa 8p	バルコニー・階段PCa 14p			
型枠工			壁型枠	壁・仕口枠		床段差型枠		
鉄筋工	柱筋配筋	壁筋配筋			スラブ配筋			
その他		柱脚グラウト						コンクリート打設

(4) シェルコラムの施工

シェルコラムの施工は、下記の手順で行った。

- ① 墨出し，レベルボルトセット
- ② 部材の搬入および受け入れ検査
- ③ シェルコラム建て方
- ④ 建入れ調整
- ⑤ 柱脚グラウト施工
- ⑥ 次工程（ハーフP C a 梁架け・壁配筋）

シェルコラムの施工状況を写真 4. 33～写真 4. 36 に示す。

構造上重要であり後打ちコンクリートの締固めが難しい柱脚部の充填状況を目視で確認できるように、隅柱・側柱ともコンクリート充填確認口をアクリル板にて設けた。アクリル板脱型後のコンクリートの充填状況を写真 4. 36 に示す。シェルコラムの建て方は、鳶工 3 人 1 組で、揚重機としてクローラクレーンを使用し、最上階においても 1 本あたり平均 15 分で完了することができた。壁部分は、在来型枠工法で行われており、シェルコラム施工後、在来作業への作業移行は整然とし、スムーズに行われた。



写真 4. 33 シェルコラム建て方



写真 4. 34 シェルコラムの建入れ調整と壁配筋

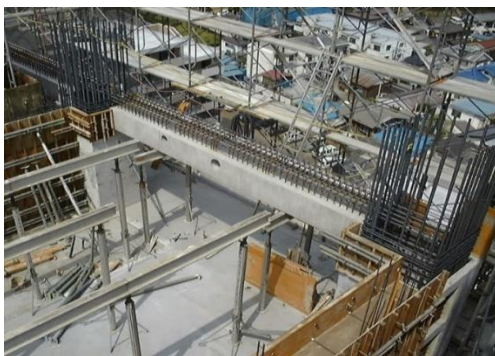


写真 4. 35 ハーフP C a 梁および柱梁接合部型枠



写真 4. 36 柱脚部後打ちコンクリート充填状況

第4章 外殻プレキャスト柱部材（シェルコラム）の開発と実建築物への適用

シェルコラムを採用するにあたり最も工夫した点は、在来工法では可能な以下の項目がシェルコラムにも可能であるかであった。

- ① 仕上げやサッシュ・ALC版の取り合いのフカシ
- ② サッシュ部分欠込みおよびだき
- ③ 防水立ち上がり欠込み
- ④ サッシュアンカー埋込み
- ⑤ PCa用・ALC用プレート打込み
- ⑥ 耐力壁が取付く部分の開口

詳細な検討を行った結果、4.2.2節で記述したシェルコラムの製造方法により、上記①～⑥の要求項目を全て対応することが可能と判断し、実施することができた。上記項目の対応ができたことにより、在来工法に比べて工事の省力化および補修もなく躯体精度の向上を図ることができた。一例として、シェルコラムのサッシュアンカー・だきおよびPCa用プレート打込み状況を写真4.37に示す。

シェルコラム柱脚部の固定方法として、柱脚部には、グラウト充填用に20mmの隙間を配している。この隙間にシェルコラム建入れ後、無収縮グラウトを充填している。無収縮グラウトは、シェルコラムの設計基準強度と同等の $50\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を確保しており、施工時にテストピースを採取し、公的機関で28日圧縮強度試験を行い、確認した。



写真4.37 シェルコラムのサッシュアンカー，だき
およびPCa用プレート打込み状況

4.4 まとめ

本章では、開発した外殻プレキャスト柱部材「シェルコラム」を実建築物である構造形式の異なる2種類の集合住宅（①RCラーメン構造 31階建て超高層集合住宅，②耐震壁付きプレキャストラーメン構造で板状 14階建て集合住宅）に適用した施工結果をまとめた。適用した結果，以下のような開発成果と業績が得られ，外殻プレキャスト柱部材「シェルコラム」の有用性が確認できた。

- 1) プロジェクトリーダーの立場で，（一財）日本建築センターの一般評定（認定取得番号 BCJ-C2147）を取得した。
- 2) 標準タイプおよび角付きタイプの6種類のメニューを揃え，サッシュアンカー・だきおよびPCa用プレート打込みも可能とし，適用の範囲を拡げることができた。
- 3) シェルコラムを製造するシステム型枠は，鋼製の外型枠にエアウォールを取付けた内型枠で構成し，製品の脱型はエアウォール内の空気を脱気して行うため，効率の良い生産が可能となった。また，木製型枠を使用しないため，環境保護に貢献できる。その結果として以下の業績を挙げることもできた。
 - ① 主考案者として関連特許を8件取得した。
 - ② 平成14年度リデュース・リユース・リサイクル推進協議会会長賞を代表受賞した。
- 4) 設計基準強度 60N/mm^2 ・スランプフロー65cmの高強度・高流動コンクリートをPC工場にて製造するため，安定した高品質を確保することができた。
- 5) 在来工法に比べて，生産性が向上するため基準階のタクト工程を3日程度短縮が可能となった。

参考文献

- 1) 時本和則，近藤清之，鈴木敏夫，鬼塚雅嗣：板状14階建て集合住宅における外殻プレキャスト柱の適用，コンクリート工学，vol.39，No.10，pp.49～54，2001年11月
- 2) 鬼塚雅嗣：外殻PCa構法のシェルシステム，Housing Tribune，vol.183，pp.97～99，2000年11月
- 3) 鈴木敏夫，柳沢学，鬼塚雅嗣，梁瀬高仁他：高強度・高流動コンクリートを用いた外殻プレキャストRC柱に関する研究（その1：実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，pp.381～382，1996年
- 4) 梁瀬高仁，柳沢学，鬼塚雅嗣，鈴木敏夫他：高強度・高流動コンクリートを用いた外殻プレキャストRC柱に関する研究（その2：終局強度の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，pp.383～384，1996年

第5章 建築生産・維持管理におけるセンサおよび情報技術の有効活用に関する研究

5.1 はじめに（研究実施期間：2016～2018年）

将来の建築物は、「簡易な常時モニタリング」と「高度な検査」を組み合わせた診断により、安全かつ安心して快適な居住空間が構築されていることを担保するべきと考えている。これはまさに人間が自分自身の手で日常の健康管理を行い、定期的に医者による健康診断を受ける仕組みと同様のシステムである。

建築物の不具合や欠陥を早期に検知する点検技術を活用した維持保全は、建築物の長寿命化や快適な居住性を保つためには極めて重要である。これを達成するためには、実際の建築物において、ひずみ・変位・振動などの力学的性状や水・熱・音など物理的性状などを評価できる幅広いモニタリング技術が重要な手段となる。このためには近年の進歩が著しい「電子情報交換技術」、「センサネットワーク技術」を活用することが必須となる。

本技術開発では、住宅・建築物にセンサによるモニタリング技術を取り込み、それを住民・建築ユーザが活用して建築物の維持管理や生活向上に役立たせるための日常点検が可能な建築部材の濡れモニタリングシステム（以下、本章では“濡れ計測システム”と記す）を構築することを目的として実施した。

本章では予備実験として実験室レベルで濡れセンサの基本的な特性を確認し、更に無線LANを活用した濡れ計測システムを新たに開発して既存の鉄筋コンクリート造実建築物に適用しその有効性を実証することができた研究開発成果をまとめた。

5.2 住民・建築ユーザによる日常点検が可能な建築部材の濡れモニタリングシステムの開発

5.2.1 濡れ計測システム開発の背景及び検討の対象

本技術開発は、建築部材の劣化因子や居住性低下の大きな要因である「材料の濡れや部材への水の浸入（以下、本章では“濡れ”と記す）」を対象としている。濡れは人が確認できない積層部材内部、屋根小屋組、床下などで発生しやすく、住民・建築ユーザが濡れに気付いた時には大きな被害を招くことが多い。

図 5.1 に(公財)住宅リフォーム・紛争処理支援センターの公表データ¹⁾に基づく電話による住宅の不具合相談件数の割合を示す。同図に示すように、相談件数の上位を占める不具合は濡れに起因するものが多い。雨漏りや漏水は水の移動が直接の原因で発生する。また乾湿繰返しは、ひび割れ・剥がれ・傾斜の原因となり、汚れやかび発生の主要因でもある。このように建築部材において「濡れ」を管理することは、住民・建築ユーザの居住満足度や建築物の耐久性向上のために必要な維持管理には極めて有効であることが分かる。

建築部材の水分移動や乾湿繰返しは、既往の研究でも重要視されており、建築材料の含水率計測については、電気抵抗・静電容量などの電気技術や中性子線を利用した実験研究が実施されており、貴重な成果を上げている^{2)~4)}。既往の研究は、実験室内や屋外暴露の試験体を対象としており、研究者や技術者が計測・データ収集することが目的であった。これに対し、本技術開発は実際の建築物で濡れを計測し、住民・建築ユーザがモニタリングするためのシステム開発を主な目的としている。

相談事象	電話による相談総数3451件に対する割合		当該事象が多くみられる部位
雨漏り	17.1%		屋根、外壁
剥がれ	12.1%		外壁、屋根
ひび割れ	11.3%		外壁、屋根
変形	8.3%		床
汚れ	8.2%		外壁、床、屋根
性能不足	5.4%		設備機器、屋根
きず	4.8%		床
漏水	4.6%		給水・給湯配管
作動不良	4.3%		開口部・建具、設備機器
排水不良	4.1%		排水配管、屋根
傾斜	2.4%		床
腐食・腐朽	2.1%		床、柱
床鳴り	1.5%		床
結露	1.1%		開口部・建具、内壁
異臭	1.0%		排水配管
異常音	0.9%		設備機器
沈下	0.5%		地盤
遮音不良	0.2%		開口部・建具

図 5.1 住宅の不具合事象の種類・割合と主な不具合部位¹⁾

本技術開発で目標とした濡れ計測システムのイメージを図5.2に示す。計測したい部位・部材にセンサを設置してデータを取得して保存し、住民・建築ユーザは無線LANによりスマートフォン・タブレット端末・PCで計測データを閲覧する仕組みを目標とした。



図5.2 住宅におけるセンサ設置および計測のイメージ

5.2.2 実験室レベルでの予備実験

5.2.2.1 予備実験概要

全体計画において、ここで開発した濡れ計測システムを適用する実建築物はRC造建築物とし、そのタイル張り外壁の内外にセンサを設置する実験計画を立てた。そこで、RC造外壁を想定した基本的な予備実験と実験データ整理のためのセンサの基本性能試験を行った。この予備実験は、下記の項目に整理される。

- ① 濡れセンサに採用した静電容量センサの基本性能試験
 - (a) センサの濡れ面積が出力値に及ぼす影響
 - (b) 水温がセンサ出力値に及ぼす影響
- ② タイル張りRC造外壁部材を模擬した試験体による検討
 - (a) ひび割れ部からの漏水に関する実験
 - (b) タイル剥離部への水の浸入に関する実験
- ③ 屋外環境と屋内環境との相違による濡れ検知に関する検討

5.2.2.2 予備実験に用いた濡れ計測システム

実験室での予備実験に用いた濡れ計測システムは、**図 5.3** および**写真 5.1** に示す濡れ計測システムのプロトタイプ⁵⁾であり、センサ計測部（センサ子機、電池駆動）とセンサ出力部（センサ親機、100V 電源駆動）からなる。これは、センサ技術者らと共同開発したシステムである。センサ子機は建築物において計測したい場所に設置してモニタリング計測を行い、計測データは定期的に小電力無線によりセンサ親機に送られて保管される仕組みである。センサ部は、静電容量型濡れセンサであり、楕形の回路部分の静電容量の変化を捉えることで濡れを検知する。200pF 程度までの静電容量の変化を計測し、センサ子機の制御部でAD変換して12bit 符号なし整数とした値をセンサ出力値とした。静電容量型濡れセンサは、大きさ（面積）の異なる5種類（幅×長さ(mm)が10×10, 10×30, 20×35, 20×185 および 20×480）を作製した。**写真 5.2** は、タブレットでモニタされるセンサと測定値を示す。示されているセンサは一例であり、使用場所や目的に応じて形状や寸法を変更することができる。



図 5.3 予備実験に用いた濡れ計測システム（既報で開発⁵⁾）

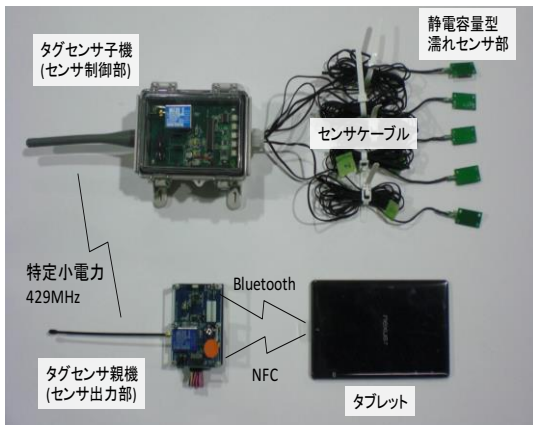


写真 5.1 試作した濡れ計測システム

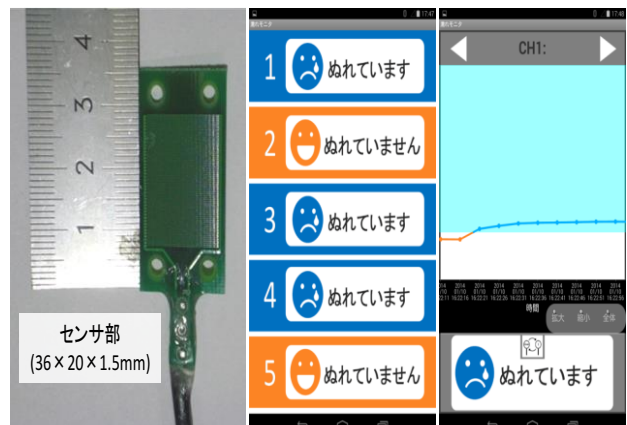


写真 5.2 センサ部とタブレットソフトウェア

5.2.2.3 予備実験結果

5.2.2.3.1 濡れセンサに採用した静電容量型センサの基本性能試験結果

(a) センサの濡れ面積が出力値に及ぼす影響

静電容量型のセンサが濡れを検知できることは、既往の研究⁶⁾により明らかにしている。ここでは、濡れの程度とセンサ出力値との相関を明らかにし、また計測結果の表示方法を検討した。実験は、図 5.4 に示すように、写真 5.2 に示す濡れセンサを 20℃ の水中に少しずつ浸漬し、その浸水面積と出力値の関係を検討した。5 個のセンサ（CH1～5）による計測結果を図 5.5 に示す。同図における浸水比率とはセンサの測定部面積に対する浸水面積の割合であり、式 (1) により算定した。センサ出力値は前節に示したとおりである。

$$\text{浸水比率(\%)} = \frac{\text{浸水面積}}{\text{測定部面積}} \times 100 \quad \text{式 (1)}$$

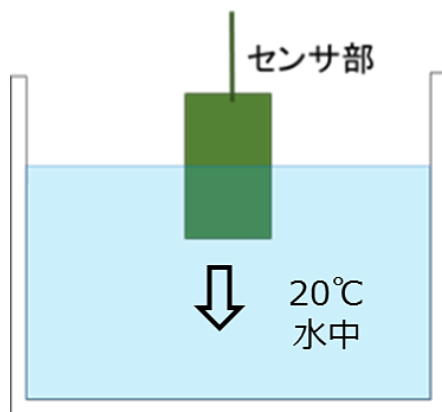


図 5.4 センサの濡れ面積と出力値との関係のための実験

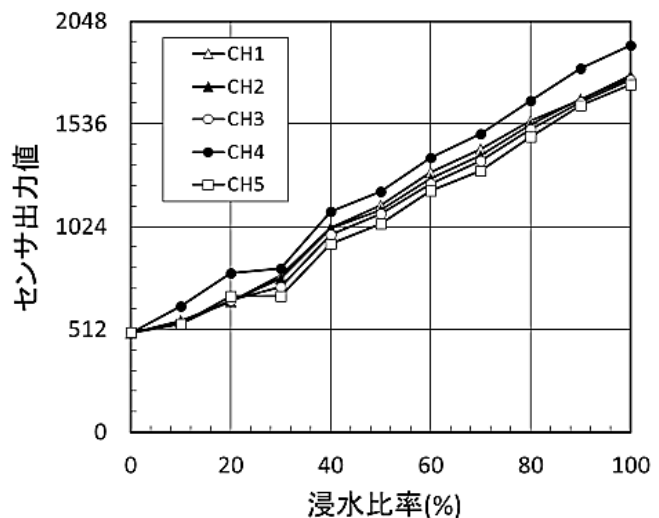


図 5.5 センサ出力値と浸水比率との関係

図 5.5 から、センサ出力値と浸水比率とは正の相関関係があることが分かる。すなわち、静電容量型濡れセンサは、材料の濡れの程度（面積）を計測できる可能性があることが分かった。ただし、同図よりセンサ出力値（絶対値）は、センサごとに若干のばらつきがあることも確認できる。各センサにおいて、浸水比率が 100%の時のセンサ出力値を基準（100%）としたセンサ出力率（式（2））と浸水比率の関係を図 5.6 に示す。同図に示すように、センサ出力率と浸水比率の関係は、図 5.5 に比べてセンサ間のばらつきが小さく、概ね同様の相関を示している。以上の結果から、以下の実験では測定結果はセンサごとに 20℃水中で浸水比率 100%の計測値を基準とした式（2）に示すセンサ出力率（%）で表示することとした。なお、浸水比率 0%のときにセンサ出力値を 0 と補正して表示することも検討したが、電気信号における補正ではなく、単なる計測値の帯域補正は不適と判断し、予備実験ではこの補正は行わないこととした。

$$\text{センサ出力率(\%)} = \frac{\text{各時点でのセンサ出力値}}{\text{浸水比率 100\%時点でのセンサ出力値}} \times 100 \quad \text{式（2）}$$

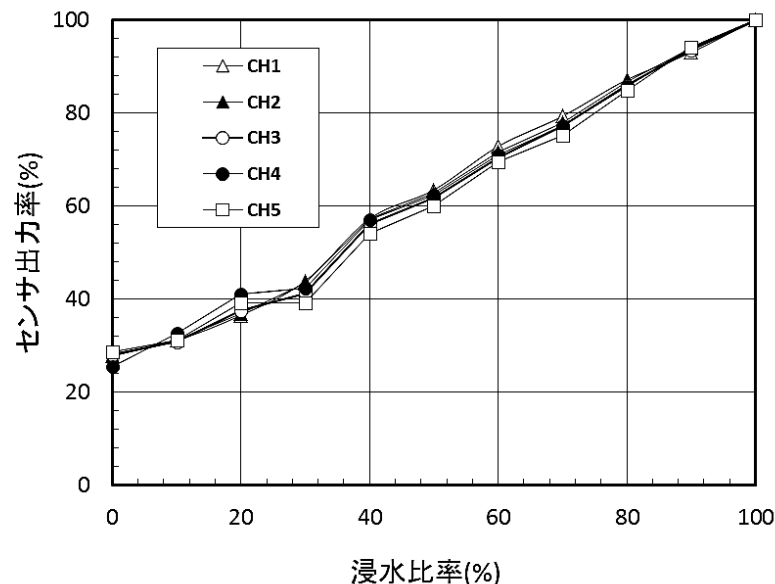


図 5.6 センサ出力率と浸水比率の関係

(b) 水温がセンサ出力値に及ぼす影響

実建築物においてセンサを設置する場合、濡れ続ける箇所では、センサは浸水状態が継続すること、またその水温が変動することが想定される。静電容量は誘導体の種類によって温度特性が異なることが知られているために^{2),7)}、本章で使用している濡れセンサの出力値の温度依存性を明らかにするための基礎実験を行った。

センサを水温が 20℃一定の水中に浸漬した状態で 24 時間計測を行い、その後水温を 20℃～40℃間で緩やか（20 時間間隔）に 10 回変動させて、水温と出力率との関係を計測した。図 5.7 に濡れセンサを水中に浸漬し続けたときの計測結果を示す。同図に示すように、水温一定下ではセンサ出力率は変化せずほぼ一定値を示した。すなわち 1 日程度の濡れの継続では出力値が変化しないことが分かる。

図 5.7 の試験後の水温を 20℃～40℃の間で繰返し変化させたときのセンサ出力率と水温の関係を図 5.8 に示す。同図に示すようにセンサ出力率は水温が高くなるほど若干大きくなる傾向がある。図中の近似直線式の R はセンサ出力率，T は水温を表し，この式からセンサの測定部全面が濡れているとき，20℃～40℃の間では水温 1℃あたり，約 0.4% の出力値の変化があることが分かる。材料が濡れているか否かを判断することに主眼をおいた予備実験では，温度変化による補正を行わないこととした。ただし，センサ浸水率が小さいときの温度変化の影響や僅かな濡れの程度の変化を解析したい場合には温度補正は重要になると考える。

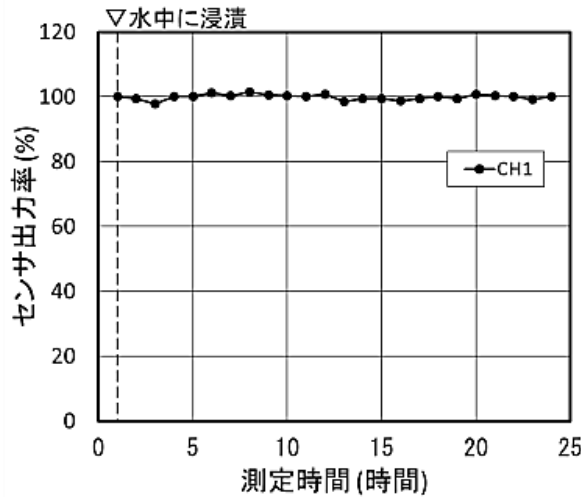


図 5.7 20℃水中での
センサ出力率の変化

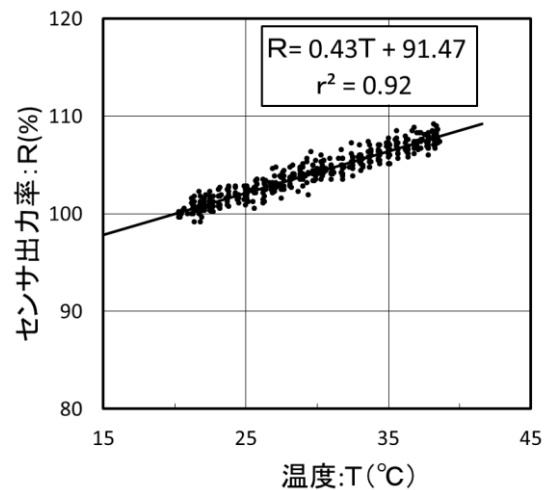


図 5.8 水温の変化がセンサ
出力率に及ぼす影響

5.2.2.3.2 タイル張りRC造外壁部材を模擬した試験体による検討結果

(a) ひび割れ部からの漏水に関する実験結果

実験は 500×500mm，厚さ 50mm で，鉄筋格子で補強したモルタル平板に，平均ひび割れ幅 0.15mm 程度のひび割れを生じさせた試験体を用いた。図 5.9 に示すように，降雨を想定した散水装置により，この試験体の片側から散水して，ひび割れからの漏水をひび割れ部表面に密着させた濡れセンサで計測を行った。なお，試験体は気温 20℃，相対湿度 60% の環境下に 24 時間静置した後に，片側から毎分 200ml の散水を与えて 5 秒間隔で計測した。ひび割れからの漏水の程度を写真 5.3 に示す。すべての実験で，ひび割れ部からの漏水はこの写真に示す程度であるため，静電容量型センサが濡れを検知しないことを危惧し，センサをガーゼや竹繊維など速乾性の高い各種クロス等で覆って，クロスが吸水することによってセンサ表面を強制的に濡らす工夫を施したセンサも用いた。

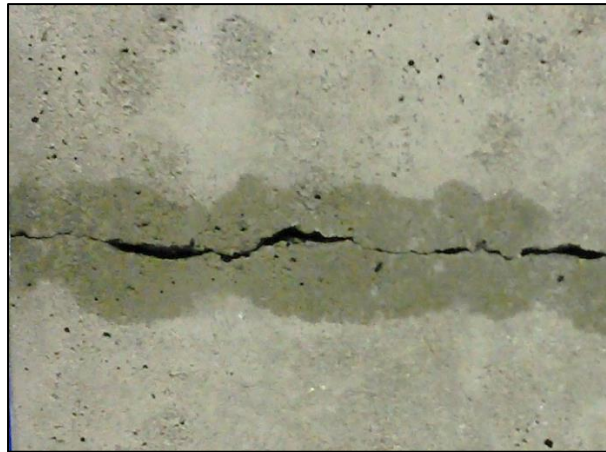
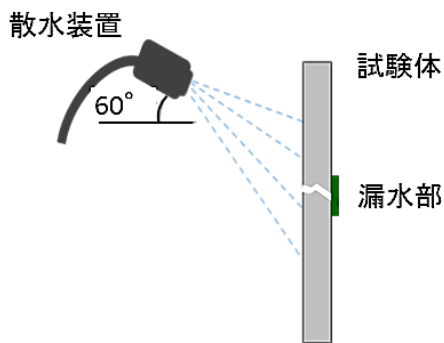


図 5.9 ひび割れ部からの漏水試験方法

写真 5.3 ひび割れからの漏水の様子

図 5.10 に散水開始後の計測結果を示す。散水開始後 3 分程度から目視でひび割れ部に水が浸みだしたことを確認した時点で、センサは濡れを検知して、センサ出力値が上昇した。また、クロスで覆っていないセンサ単体も出力値が上昇していることが分かる。すなわちここで用いた濡れセンサ部はコンクリート表面に密着させることにより、写真 5.3 に示す程度のひび割れ部の濡れは検知できるため、実建築物のモニタリングでは、設置の容易性も考慮してセンサにはクロスを巻かずに設置することとした。

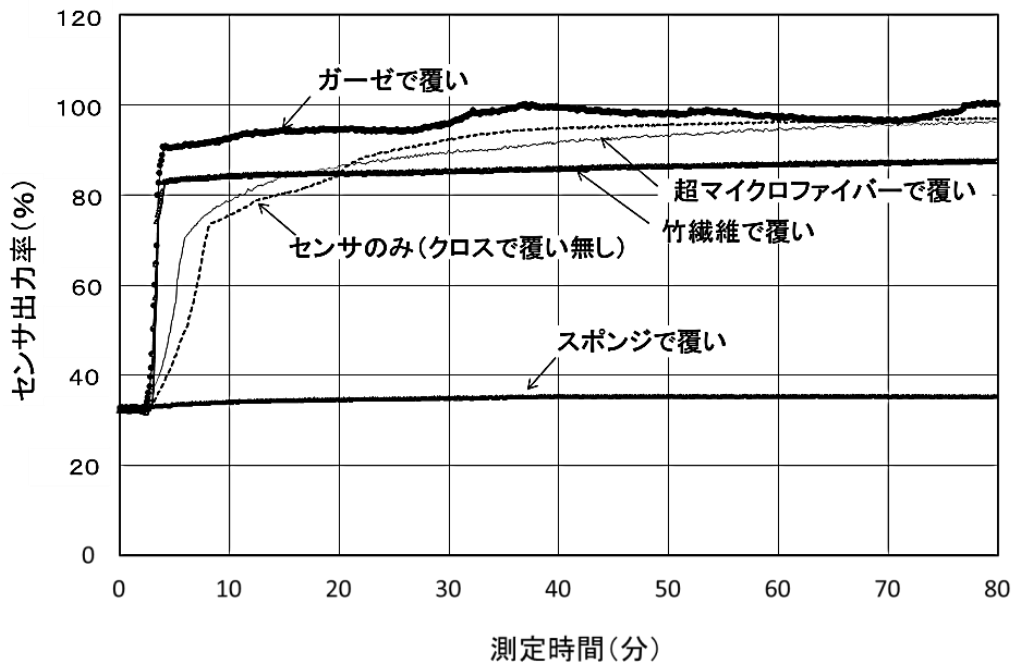


図 5.10 ひび割れ部からの漏水試験の検知

図 5.11 に散水の繰り返しを与えたとき、実建築物でのモニタリングを想定した 30 分のサンプリング間隔で計測したときのセンサ出力率の経時変化を示す。当然のことではあるが、同図に示すように、計測時点と散水期間が一致したときのみ濡れの検知ができる。

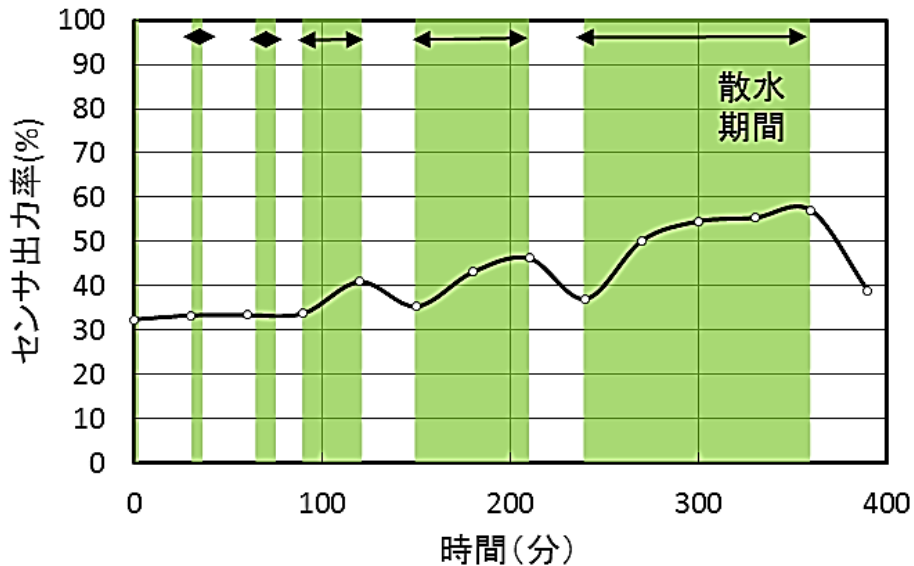


図 5.11 散水の繰り返しによるセンサ出力率の変化

(b) タイル剥離部への水の浸入に関する実験結果

図 5.12 にタイル張りの RC 造外壁を模擬した試験体の形状を示す。この試験体では、図中の○印で示す中央部のタイル下地において、下地コンクリートと張付けモルタルの間に剥離部を設け、さらに一部の目地に幅 0.5mm 程度で長さ 30mm の目地ひび割れを生じさせている。なお、濡れセンサは、下地コンクリートと張付けモルタルの間に、コンクリート側を計測部として埋め込んだ。

気温 20℃、相対湿度 60% の環境下に 24 時間静置した試験体に、先の図 5.9 と同様の方法で、タイル表面側から毎分 200ml の散水を 1 時間与えた。なお、試験体の周囲 4 面は防水テープでシールして、試験体小口面からの水分の浸入は生じないように工夫した。

図 5.13 にセンサ出力率の経時変化を示す。同図に示すようにタイルの剥離している RC 造外壁試験体では、散水と同時に目地ひび割れ部から水分が浸入し、剥離部に設置したセンサの出力率が急上昇した。ただしこの試験体では散水を停止した後も出力率は下がらなかった。これは剥離部の下地コンクリートと張付けモルタルの界面には水分が停留したためである。図示はしていないが、試験後 3 日が経過した試験体では、センサ出力率は散水開始前の値に戻っていたことを確認している。この実験より、本センサはタイル張りの RC 造外壁において、断面内部に張付けモルタルでセンサを埋め込んでその後の計測ができることが明らかとなった。次節における実建築物でのモニタリングでは、この方法でタイル裏にセンサを設置することとした。なお、本実験は張付けモルタルの施工後、約 2 週間経過した試験体を用いたため、この実験の前養生期間ではセンサ出力率はほとんど変動しなかったが、他の予備実験よりも若干高い値 (約 50%) を示していた。

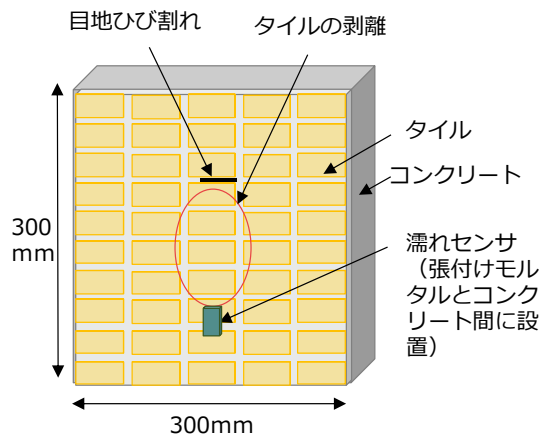


図 5.12 欠陥を有するタイル張り
RC造外壁試験体

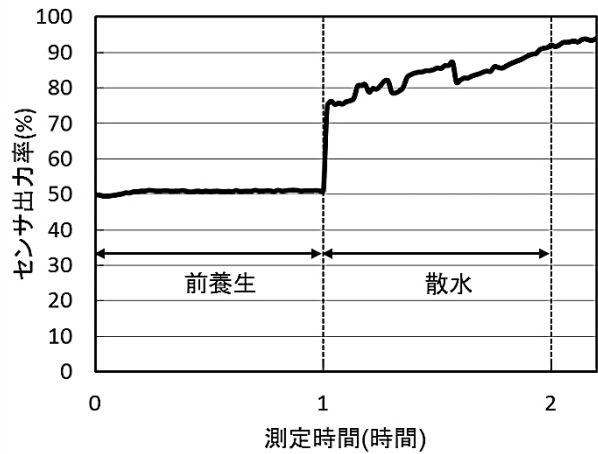
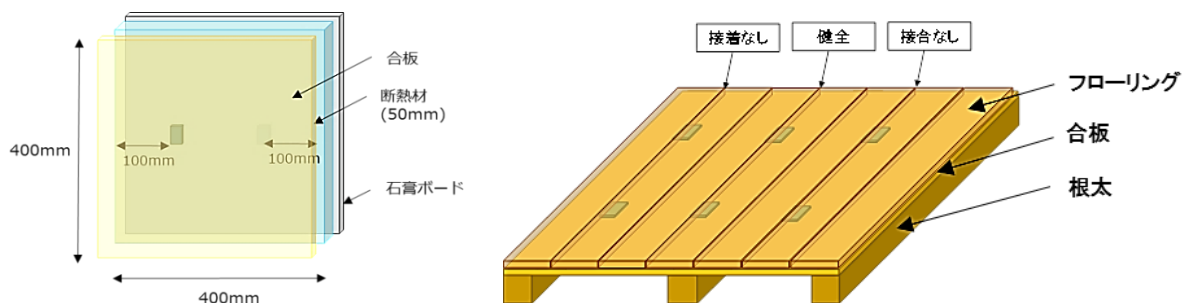


図 5.13 散水によるセンサ出力率
の変化 (タイル剥離部)

5.2.2.3.3 屋外環境と屋内環境との相違による濡れ検知に関する検討結果

(1) 試験体

ここでは外気と接する建築部材について、屋外環境と屋内環境の相違によって生じる部材内部の濡れのモニタリングを試みた。検討した2種類の試験体を図5.14(a), (b)に示す。同図(a)に示す試験体1は木造住宅や軽量鉄骨造住宅における断熱外壁を模擬した試験体である。この試験体は通気層を有しておらず、部材内部で結露が発生しやすい試験体である。センサは、予め試験体内部の位置に設置された。同図(b)に示す試験体2は戸建て住宅における1階風呂場の脱衣所の床を模擬した試験体である。一般の木造住宅に使われる根太、合板、フローリングを用いて一般的な木造の床を作製しているが、この試験体では、フローリングのさね(継ぎ目)に接合不良の欠陥を設けている。



(a) 試験体1：通気層のない断熱外壁試験体

(b) 試験体2：風呂場脱衣所1階床試験体

図 5.14 屋外環境と室内環境との相違による濡れモニタリング試験体

(2) 実験方法

実験は、図 5.15 に示す散水装置を有する二層式環境再現試験装置を用いて行った。この装置によって、気温 20℃、相対湿度 60%の環境下に 24 時間静置した試験体に、外気環境側から毎分 200ml の散水を 1 時間与えた。この実験では、試験体の周囲 4 面は防水テープでシールして、試験体小口面からの水分の侵入は生じないように工夫した。

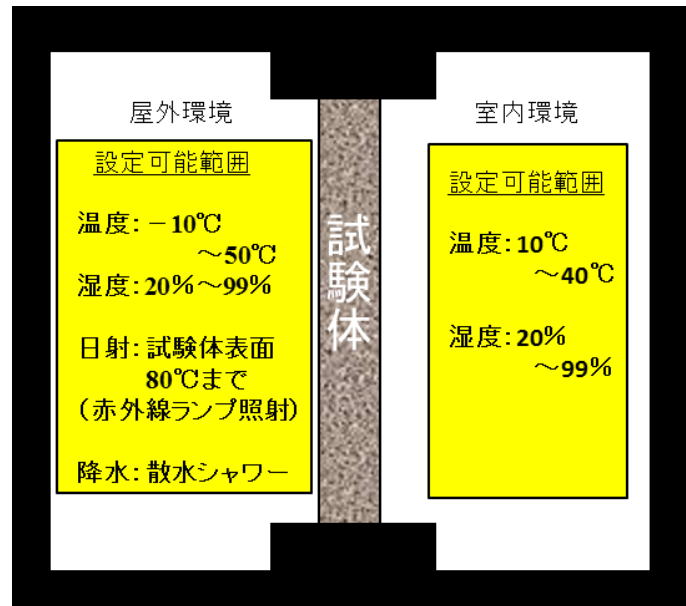
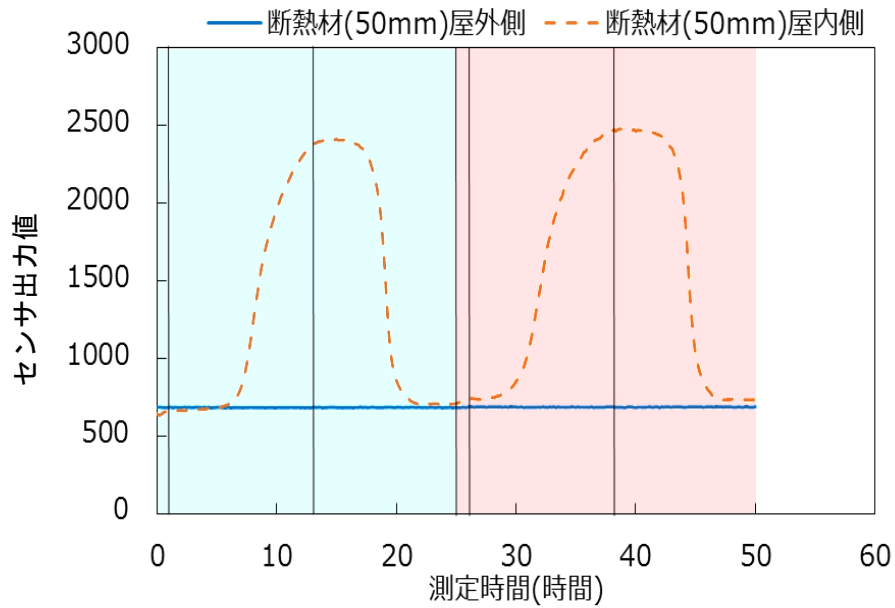


図 5.15 二層式環境再現装置の概要

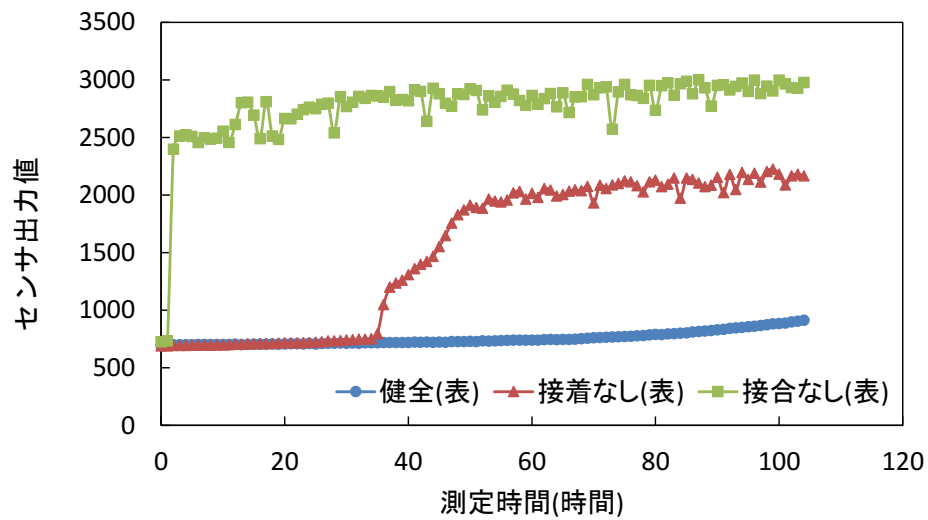
(3) 実験結果

図 5.16(a), (b) にセンサ出力値の経時変化を示す。同図(a)は試験体 1 について、屋内外の環境変化を 2 回生じさせたときの試験結果である。同図に示すように、断熱材と屋内のせっこうボード間に設置したセンサの出力値が上昇することが分かる。この結果からこの試験体 1 は、せっこうボード裏面に内部結露が生じやすい仕様であることが分かる。

図 5.16(b) に示した木造の床の試験体では、屋内環境と屋外環境の変化を与えるとすぐに、フローリングの「さね」がない箇所では濡れが発生していることが分かる。また、「さね」の接着を施していない箇所では実験開始後約 35 分を経過してからセンサ出力値が上昇し始めた。また、健全に施工した部位ではセンサの出力値の変化が認められなかった。以上のことから木造のフローリング床において、外部環境と内部環境との相違による部材の濡れ防止には部材の「さね」の施工品質の確保が重要であることが分かる。また、本濡れセンサシステムにより木床の劣化の検知が可能であることも確認できた。



(a) 試験体 1 : 通気層のない断熱外壁試験体



(b) 試験体 2 : 風呂場脱衣所 1 階床試験体

図 5.16 外気環境と室内環境との相違による濡れモニタリング試験結果

5.2.3 実建築物でのモニタリング

5.2.3.1 実建築物に適用できる濡れ計測システムの開発

5.2.3.1.1 開発目標（システムの仕様）

予備実験結果により、図 5.3 に示したプロトタイプ of 濡れ計測システムの有効性が確認できた。このプロトタイプをベースとして、実建築物に適用できる濡れ計測システムとして、以下に示す目標を設定して新たな開発を行った。

- ① 近年、無線 LAN ルーターを設置している家庭が一般的なので、既存のルーターを活用したシステムとする。
- ② 住民・建築ユーザは、スマートフォン・タブレット端末・PC を用いることにより、簡易に常時計測データを確認できるシステムとする。
- ③ 住民・建築ユーザは、どこからでも計測データを閲覧可能とする。
- ④ プロトタイプ（先の図 5.3）における子機と親機を統合して、1 台の小型データロガーとしてまとめ、設置容易性を高める。
- ⑤ 小型データロガーに接続可能な濡れセンサは可能な限り多い数とする。
- ⑥ 小型データロガーはデータ保管のための内部メモリを有し、かつ内部バッテリー駆動とし、長期間の測定ができるシステムとする。
- ⑦ センサが濡れを検知しないとき（浸水率 0%）の時はセンサ出力率 0 となるように電気信号で処理する。

5.2.3.1.2 開発した濡れ計測システム

本技術開発では、前節に示した目標を達成した上で、実建築物への設置容易性を重視して、電子回路設計技士との共同で試行しながら開発に取り組んだ。達成した濡れ計測システムの全体構成を図 5.17 に、また小型データロガーの仕様を表 5.1 に、小型データロガーを写真 5.4 に示す。

図 5.17 に示すように、ここで開発したシステムでは、実建築物に設置するのは小型データロガーとケーブルで接続したセンサのみの構成である。また、小型データロガーは表 5.1 に示すように、前節で設定した目標はすべて達成でき、特に外形が 70×125×36mm で質量が 170g という軽量・小型化を実現したため、設置容易性も優れていると判断した。さらに今後の展開を考慮して、ひずみゲージ式センサや温湿度センサの接続・計測機能も付加した。



図 5.17 開発した濡れ計測システム⁹⁾

表 5.1 小型データロガーの仕様

使用電源	充電式リチウムイオンバッテリー内蔵 もしくは5V・ACアダプター（センタープラス）			
消費電力	1W 以下			
外形寸法	70 (W) × 125 (L) × 36 (H) mm			
重量	170g			
保護等級	IP60			
材質	ABS樹脂			
基本性能	歪ゲージ パイゲージ	測定範囲	分解能	
		最少±14000×10 ⁻⁶	0.001×10 ⁻⁶	
		最大±1800000×10 ⁻⁶	0.1×10 ⁻⁶	
	歪ゲージは3線式でゲージ抵抗は120Ωとし、 外付けブリッジ基板を經由して接続すること。			
	温湿度気圧センサ	測定値	測定範囲	分解能
		温度	-40～85℃	0.01℃
		湿度	0～100%	0.008%
気圧	300～1100hPa	0.18Pa		
濡れ	15bit 分解能 出力値：0～32768			
サンプリング間隔	20秒～99分			
機能	通信	WiFi 内蔵：電波法承認済み		
	データ保存メモリ容量	262k バイト：2620 データセット分		
	時計 (RTC)	時計・カレンダー内蔵 精度 5ppm		
	使用温度範囲	-20～+85℃ 結露なきこと		

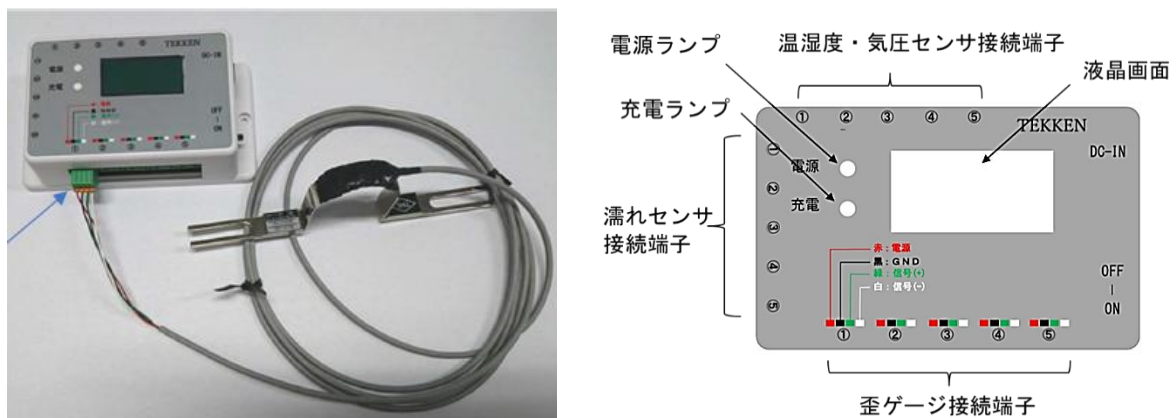


写真 5.4 開発した小型データロガー

5.2.3.2 実建築物への設置

実建築物での実証実験は、濡れ計測システムの有効性や課題を確認してシステム改良に活用すること、また計測データを収集して補修・改修のための診断技術を確認するためのデータを取得することが主目的であり、今後、複数の建築物で実施する予定である。

最初の実証実験として前節に示した濡れ計測システムを成田市の既存の研修施設（RC造3階建て、外壁タイル張り、延べ床面積 1,503 m²、全居室 32 室）に設置してモニタリングを行った。濡れ計測システムは、研修生が実際に宿泊している図 5.18 に示す居室 2 室（西面の 209 号室、東面の 215 号室）を改修し、構築した。

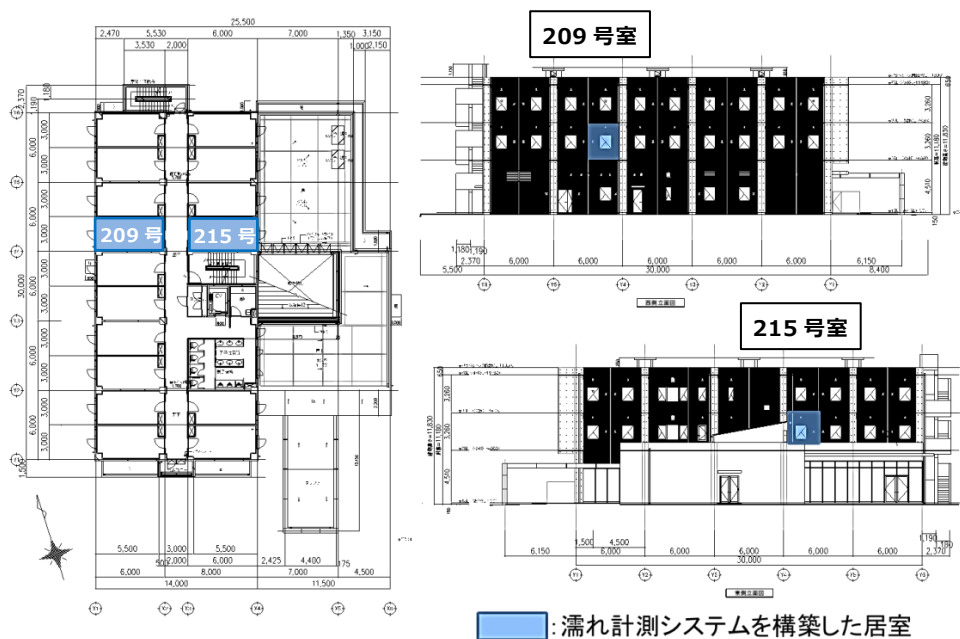


図 5.18 濡れ計測システムを構築した居室

濡れ計測システムの構築手順を図 5.19 に示す。濡れ計測システムの構築に当たっては、配線ルートの確保が最も重要であった。小型データロガーから濡れセンサまでの配線のため、内壁の仕上げ材を部分的に剥がし、配線後に壁の復旧を行った。外部に設置した濡れセンサは、既存の壁換気口から配線を行った。データロガーと無線LANルーターは、天井内に設置した。タイル裏面濡れセンサ設置状況と天井内データロガー設置状況を写真 5.5 に、居室内壁のセンサ設置状況と復旧後状況を写真 5.6 に示す。なお、「タイル裏面」とは、一旦、既存のタイルを6枚剥がした後に、躯体面に濡れセンサを設置して周囲を接着したのみであり、故意に上部目地には幅 0.1mm 程度のひび割れも発生させている。設置に要した日数は、ボードおよびタイル等の解体および電源配置に1日、センサ等の設置に1日の計2日間で実施した。

1居室に設置したセンサの種類と設置数を表 5.2 に示す。各センサ（濡れ、温度・湿度・気圧、ひずみ）を5点ずつ設置した。設置位置を図 5.20 に示す。設置した濡れセンサを写真 5.7 に、温度・湿度・気圧センサを写真 5.8 に示す。濡れセンサの設置位置を図 5.21 に示す。濡れセンサの設置位置と検知目的を表 5.3 に示す。モニタリングは、2018年4月18日午前10時から開始し、現在も計測中である。

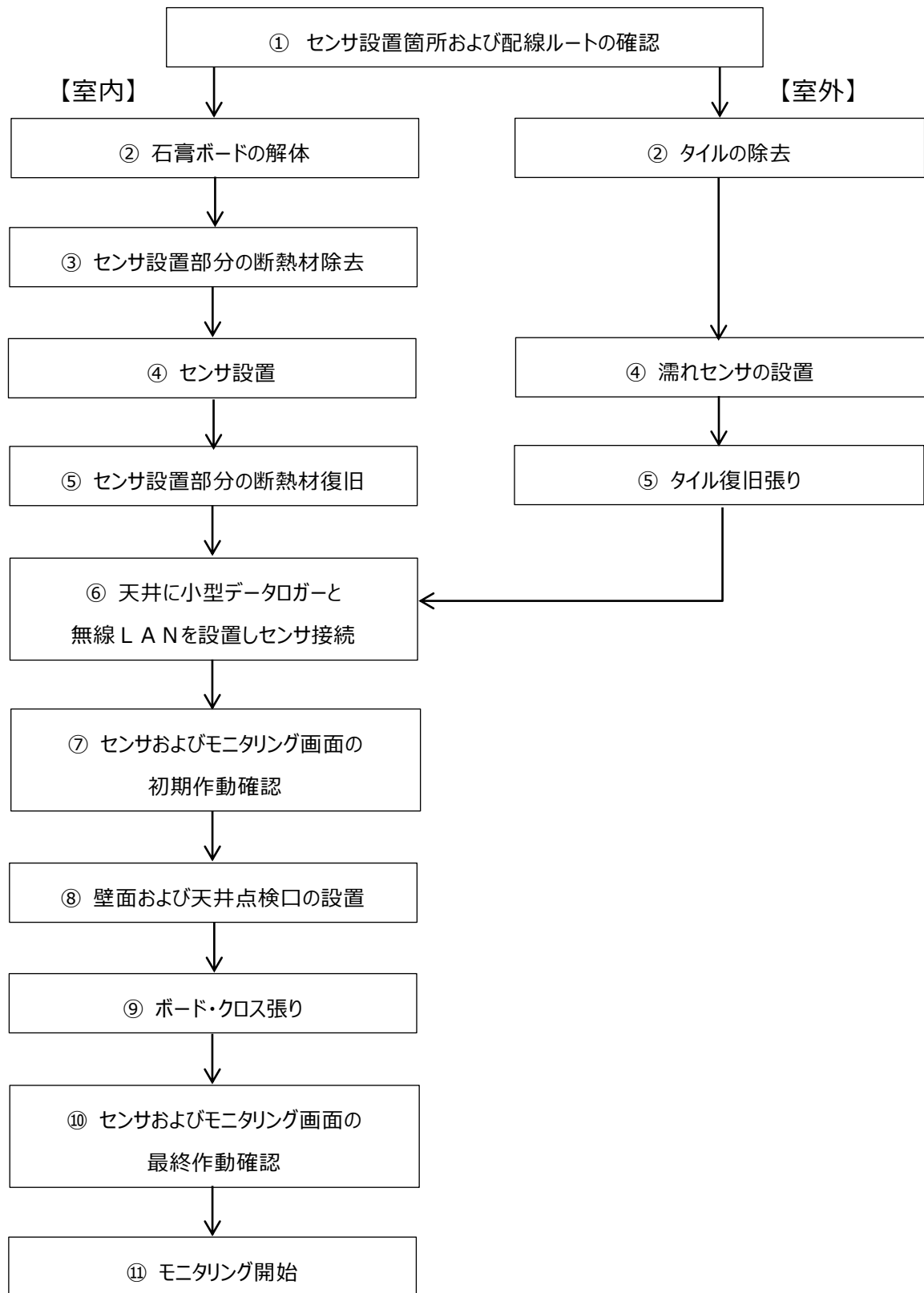


図 5.19 濡れ計測システムの構築手順



写真 5.5 タイル裏面濡れセンサ設置状況と天井内ロガー設置状況



写真 5.6 居室内壁のセンサ設置状況と復旧後状況

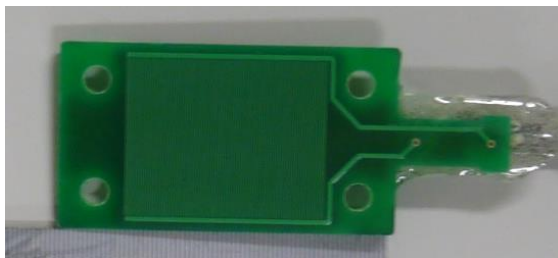


写真 5.7 静電容量型濡れセンサ
(寸法: 20×35mm)



写真 5.8 温度・湿度・気圧センサ
(寸法: 10×11mm)

表 5.2 1居室当たりのセンサの種類と設置数

センサの種類	測定値	設置数
濡れセンサ	センサ出力率(%)	5
温度・湿度・気圧センサ	°C・%・hPa	5
ひずみゲージ	μ	5

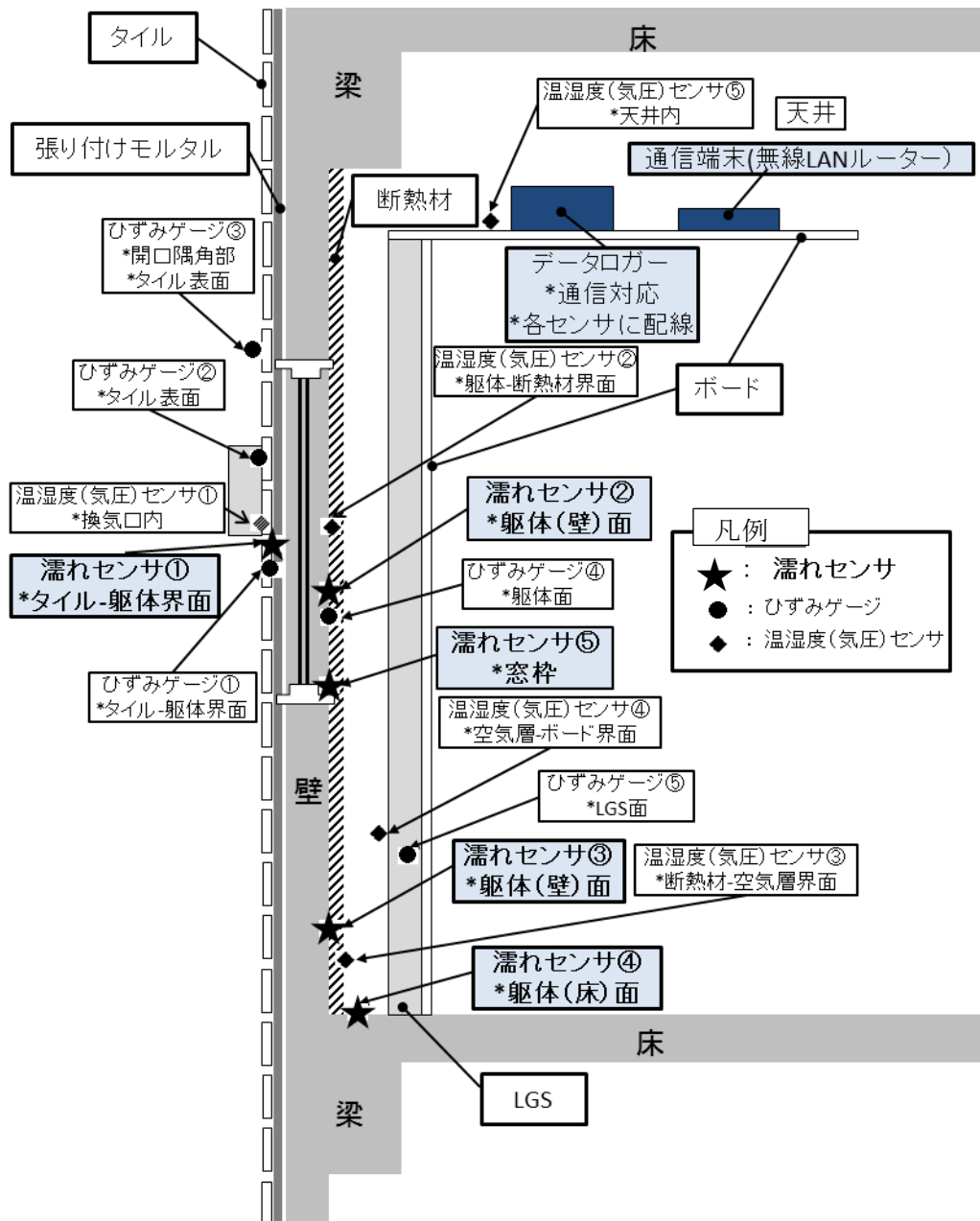


図 5.20 センサ設置位置

表 5.3 濡れセンサの設置位置と検知目的

センサ No	設置位置	検知目的
①	タイル裏面	目地からの水分侵入
②	壁躯体面と断熱材の間(中央部)	内部結露
③	壁躯体面と断熱材の間(下部)	内部結露
④	床面	表面結露
⑤	窓枠	表面結露

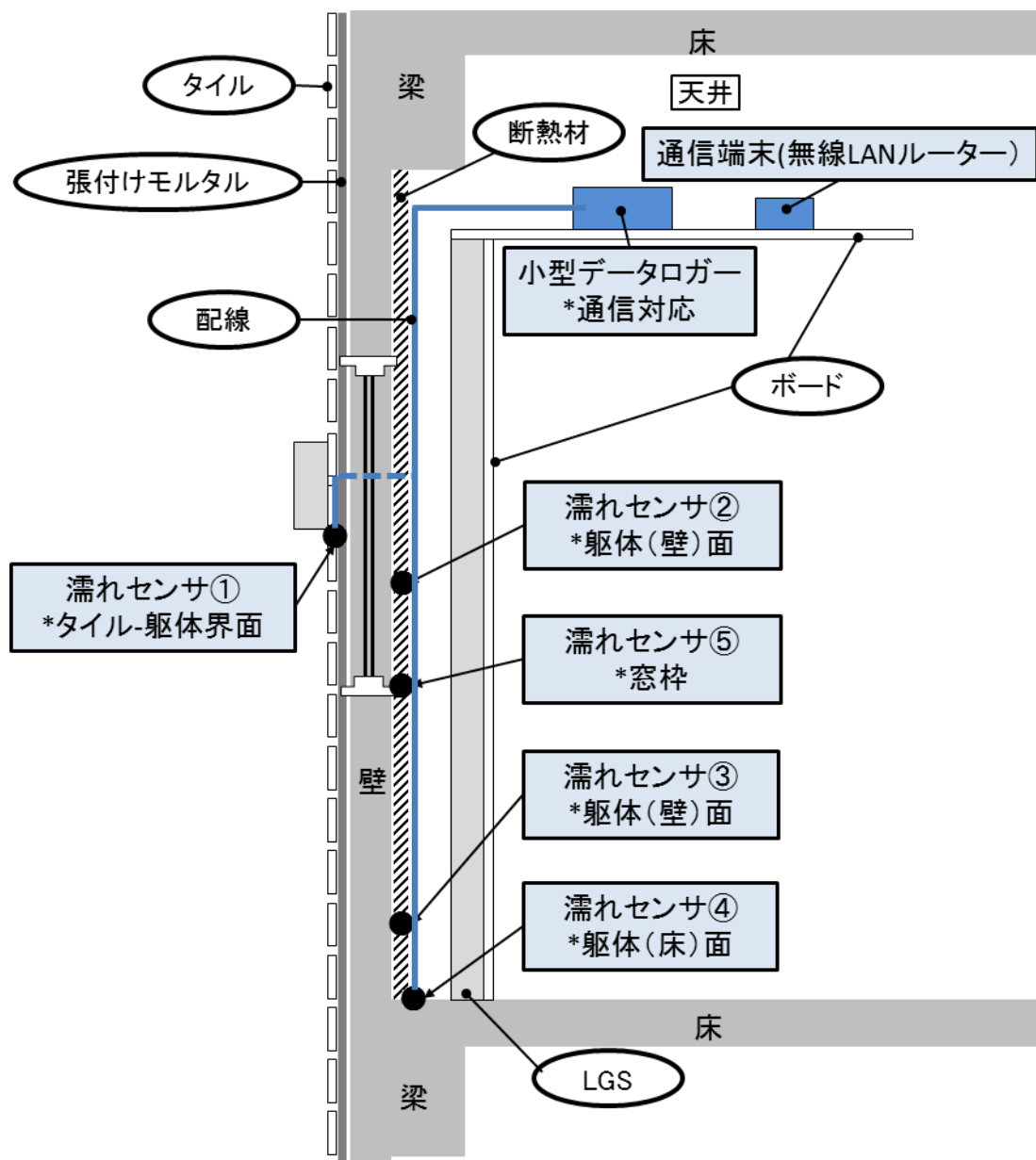


図 5.21 濡れセンサ設置位置

5.2.3.3 計測結果

5.2.3.3.1 濡れセンサによる計測値について

モニタリングは、2018年4月18日午前10時から開始し、現在も計測中である。図5.22に濡れセンサの1ヶ月間のセンサ出力率の計測結果（サンプリング間隔30分）を示す。なお、センサ出力率は温度補正を行っていない。同図上部に示す降水量は気象庁による成田市の降水量データを示している。同図に示すように、タイル目地にひび割れが生じているタイル裏面に設置した濡れセンサ①のセンサ出力率は降雨のたびに上昇し、降雨後しばらく時間を掛けて低下する。すなわち、実験室内での予備実験同様に、タイル剥離部には降雨が生じると、直ちに雨水が浸入することが分かる。試験体レベルでは先の図5.13に示したように散水を止めてもセンサの出力値は上がったままであり、水分が剥離部に停留していることが確認された。しかし、実建築物では降雨が終わるとセンサ出力値は低下し、剥離部の濡れはなくなっていることが分かる。すなわち目地ひび割れに伴うタイル剥離部は降雨の繰返しにより乾湿が繰返しており、乾湿ムーブメントが生じていることが分かる。室内に設置したその他の濡れセンサ②～⑤には、センサ出力率の変化が見られなかった。このことは、本章の計測期間内において、室内では結露は発生していないと考えられ、冬期の計測を注視したいと考えている。

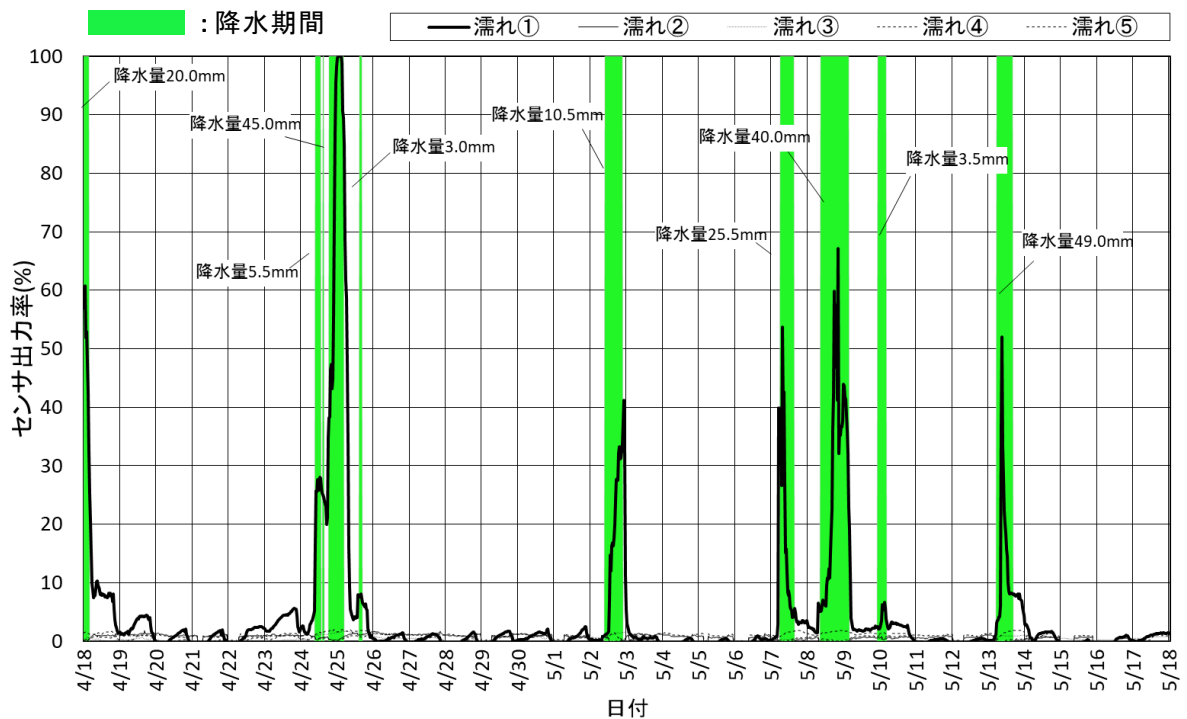


図 5.22 温度補正を行わなかったセンサ出力率の計測結果
(215号室, 計測期間: 2018年4月18日から5月18日)

図 5.23 に濡れセンサ近傍の温度センサ①の計測結果を示す。図 5.8 に示した水温 T とセンサ出力率 R の近似直線式の $R=0.41T+91.47$ により温度補正を行った結果を図 5.24 に示す。温度補正の有無がセンサ出力率に及ぼす影響は顕著に認められなかった。

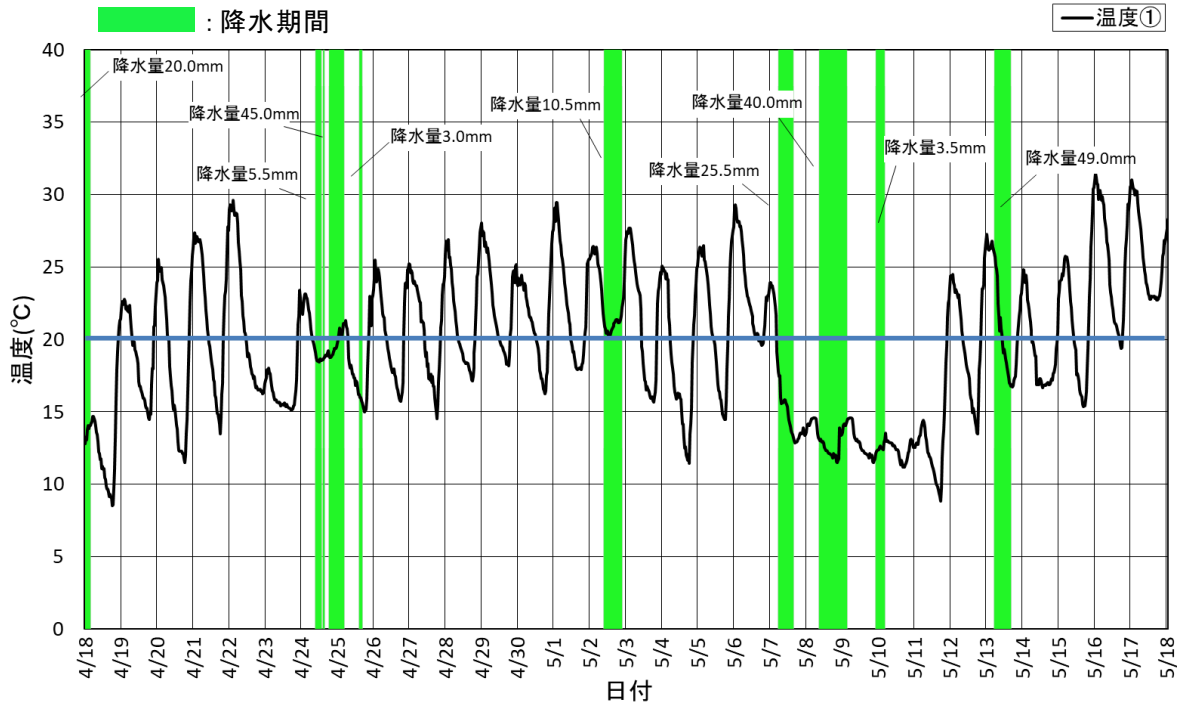


図 5.23 温度の計測結果 (215号室, 計測期間: 2018年4月18日から5月18日)

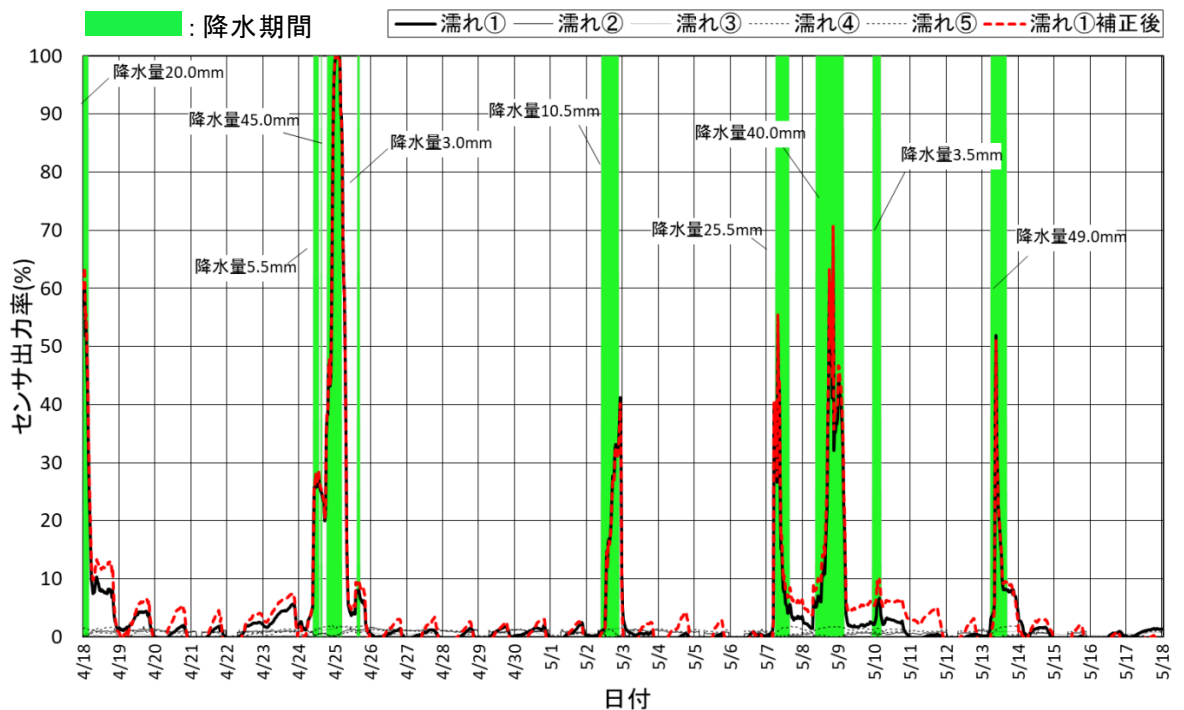


図 5.24 温度補正を行ったセンサ出力率の計測結果
(215号室, 計測期間: 2018年4月18日から5月18日)

図 5.25 に降水量とセンサ出力率の関係を示す。温度補正の有無に係らず、降水量とセンサ出力率には正の相関があることが分かる。これは、降水量が多いほど濡れセンサの濡れ面積が増加することによるものと考えられる。

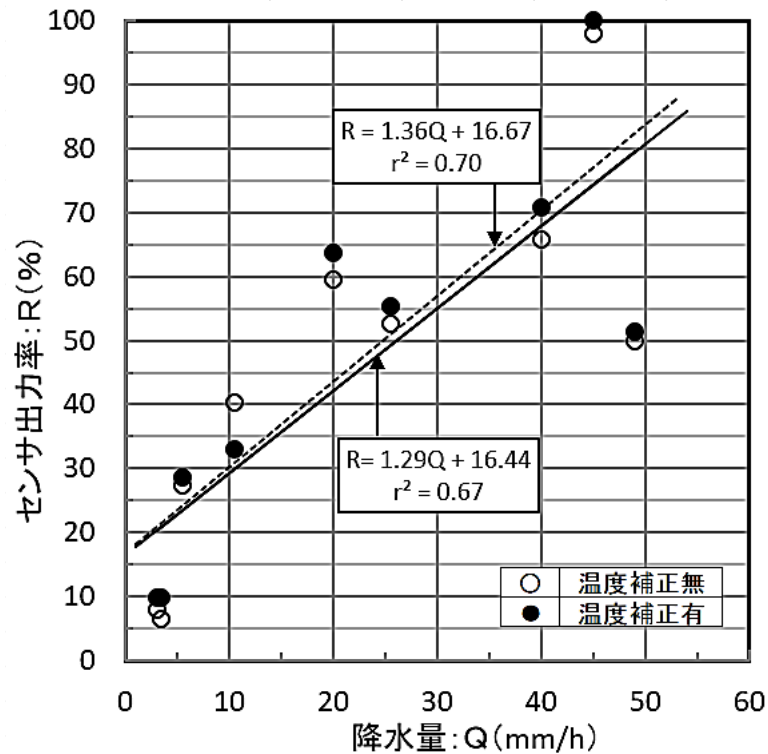


図 5.25 降水量とセンサ出力率の関係（温度補正有無の比較）

5.2.3.3.2 計測データのモニタリング手法について

本技術開発は、住民・建築ユーザが計測値を確認して、建築物の維持管理に活用することが目的であるため、計測データは無線LANを通して、住民がスマートフォン・タブレット・PCでいつでも確認できる仕組みを構築した。モニタリングは、居住者が常時計測データを確認するための専用のタブレットを居室ドア横に設置した。設置状況を写真 5.9 に示す。この写真に示すように、居住者のタブレットには、図 5.22 に示す内容と同じグラフが、設置箇所とともに表示される。また、外部からはインターネットを介して、同様の計測画面でデータを閲覧することができるようにした。また、研修生のヒアリング結果を反映させ、閲覧ソフトを現在の計測値が見られるように改善したパソコン上の画面を写真 5.10 に示す。

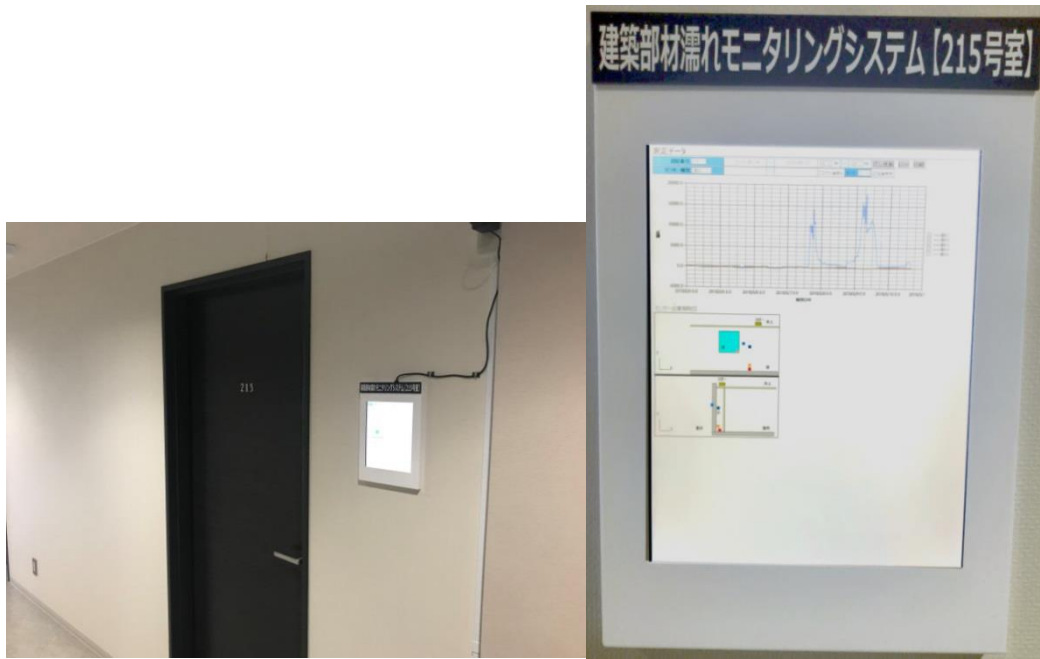


写真 5.9 居室(215号室)前の日常点検用プレットの計測状況

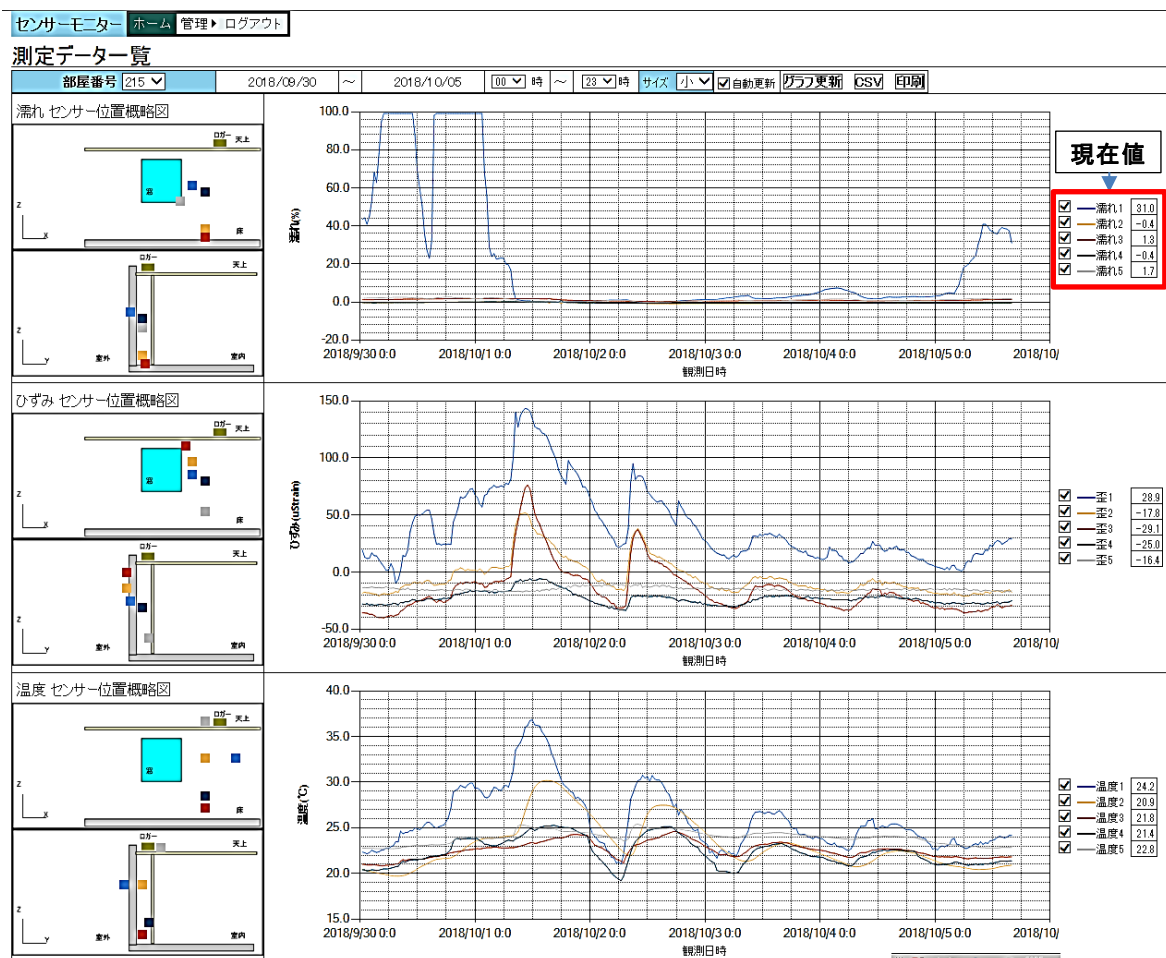


写真 5.10 タブレット・パソコン上の表示画面

5.2.4 まとめ

本実験により、開発した濡れ計測システムが建築物の維持管理や生活向上のための日常点検に適用できる可能性を有していることが確認できた。また、新築工事に比べて計測システムの設置工事が困難な既存RC造建築物にシステムを構築できたことは、今後、新築を含めたシステムの汎用化に有意義であったと考える。本章で得られた主要な成果を以下にまとめる。

- 1) 静電容量型濡れセンサの出力値は、浸水比率（濡れ面積）と正の相関があるので、濡れの程度は、センサ出力率（各時点でのセンサ出力値を浸水比率 100%で除した値）で表すことを提案した。センサ出力率に及ぼす水温の影響は、20℃の水中浸漬実験で 1℃あたり 0.4%変化した。
- 2) 実建築物のRC造外壁のタイル裏面に設置した濡れセンサは降雨のたびに目地ひび割れから浸入する水分を検知し、降水が止まると出力率が低下した。すなわち目地ひび割れに伴うタイル剥離部は降雨の繰返しにより、乾湿ムーブメントが繰り返していることが分かった。
- 3) ここで技術開発した濡れ計測システムは、無線LANルーターを用い、かつデータロガーを軽量・小型化したことにより、短工期で既存のRC造建築物に設置できた。また、PCやタブレット等を用いて、当該建築の内外から計測データを常時閲覧できることを確認し、本システムの実用化の見通しが得られた。

今後は、計測対象の建築物を増やすとともに、本建築物に関しても長期間継続的にセンサのモニタリングを実施し、センサを含めたシステムの耐久性を検証する予定である。また、居住者からのヒアリングを行ない、居住者の要望を取り入れたいと考えている。特に居住者がモニタリングデータを閲覧して、建築物の維持管理上の対処、例えば専門家に相談するレベルか否かを判断して表示するような「診断」をシステムに取り組むための検討を行う予定である。

参考文献

- 1) (公益財団法人)住宅リフォーム・紛争処理支援センター:「住宅相談統計年報 2015 資料編」, pp. 23-28
- 2) 湯浅 昇, 笠井 芳夫, 松井 勇:埋め込みセラミックセンサの電気的特性によるコンクリートの含水率測定方法の提案, 日本建築学会構造系論文集第 498 巻 PP13-20, 1997. 8
- 3) 兼松 学, 足永 靖信, 武田 仁, 中野 昌宏:中性子ラジオグラフィによる等温状態における建材中の水分挙動の観測と数値解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 79, No. 696, pp. 201-208, 2014
- 4) 福山 智子, 野田 貴之, 長谷川 拓哉, 千歩 修:コンクリートの細孔特性と静電容量の相関に関する検討, 日本建築学会北海道支部研究報告集, 第 87 巻, PP9-12, 2014. 6
- 5) 石橋宏平, 大久保孝昭, 寺本篤史, 松浦辰彦, 森健太郎:濡れによる建築部材の劣化の予防保全のためのモニタリングに関する基礎研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 40 巻, PP5-8, 平成 29 年 3 月
- 6) 藤本郷史, 大久保孝昭, 小宮奏恵:静電容量式小型ぬれセンサシステムの開発および雨漏りや結露を想定した水膜の流動状態の判定, 日本建築学会技術報告集, 第 20 巻, 第 45 号, pp. 477-482, 2014. 6
- 7) 村田製作所 HP (2018 年 5 月 28 日確認)
<https://www.murata.com/ja-jp/products/emiconfun/capacitor/2012/10/15/en-20121015-p1>
- 8) Masatsugu Kizuka, Takaaki Ookubo, Atsushi Teramoto and Makoto Uehara: A BASIC STUDY ON PREVENTING DETERIORATION OF BUILDING COMPONENTS BY WETTING MONITORING SYSTEM, The 13th Korean・Japan JOINT SYMPOSIUM on Building Materials & Construction, pp. 21-29, 2017. 8
- 9) 鬼塚雅嗣, 大久保孝昭, 寺本篤史, 松本賢二郎, 上原誠:住民・建築ユーザによる日常点検が可能な建築部材の濡れモニタリングシステムの開発, 日本建築学会技術報告集, 第 25 巻, 第 59 号, pp. 33-38, 2019. 2

第6章 総括

本論文は、鉄筋コンクリート造建築物の施工及び維持管理の合理化を目的に、これまで企業で実施した技術開発と工学研究科（博士課程後期）在学中行った「建築生産・維持管理におけるセンサおよび情報技術に有効活用に関する開発」をまとめたものである。本論文は以下に示す第1章から第6章までで構成されている。

第1章「序論」では、本論文の構成を示している。

第2章「コンクリートのポンプ圧送性に関する技術」では、自ら行った軽量2種コンクリートの高所圧送工事およびコンクリート充填鋼管（CFT）造柱のポンプ圧入工事の実験研究成果と過去の文献を調査して得た結果を整理し、日本建築学会「コンクリートポンプ工法小委員会」に参画し、「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」において関連する章と付録を解説執筆した。本章では、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」に新たに提案し採用された以下の技術を中心にまとめた。

- 1) 普通コンクリートと高強度コンクリートを区分した「管内圧力損失K値の基準図」
- 2) 今後採取されるデータを統一した有効なデータとするための「試験圧送方法（案）」

なお、上記提案は、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説（1994年版）」に採用され、現行指針（2009年版）においても踏襲されている。

第3章「高強度コンクリートの施工条件の考慮に関する技術」では、当時明確でなかった高強度・超高強度コンクリートの施工方法（締固め方法・脱型時期・スラブ表面の養生方法）について実験研究を行った結果をまとめている。高強度・超高強度コンクリートの高周波棒形振動機による締固めに関して、以下の点を実証解明した。

- 1) 高周波棒形振動機による加振時間は15秒程度とする。
- 2) 高周波棒形振動機による有効締固め範囲は、通常のコンクリートと同様に棒径の10倍程度といえる。ただし、場所によっては太径鉄筋による振動加速度の低下を考慮する必要がある。伝播加速度および強度低下を考慮すれば、棒径 $\phi 50\text{mm}$ では50cm以内、 $\phi 60\text{mm}$ では60cm以内（棒径の10倍）がその締固めの有効範囲である。
- 3) 層厚80cmの振動加速度およびコア強度比は、打設層厚50cmに比べて大きく低下するので、打設層厚と棒形振動機の位置管理を行うことが重要である。
- 4) 対象とした柱配筋では、芯鉄筋の内側に棒径50mmの高周波棒形振動機4台を使用することによって全体を締め固めることができる。

高強度コンクリートの締固め方法については、当時日本建築学会「高強度コンクリートの技術の現状（1991年版）」に採用されている。

第4章「外殻プレキャスト柱部材（シェルコラム）の開発と実建築物への適用」では、プロジェクトリーダーとして大臣認定を取得した「外殻プレキャスト柱部材（登録商標：「シェルコラム）」の開発概要と実建築物施工事例をまとめている。開発した外殻プレキャスト柱部材「シェルコラム」を実建築物である構造形式の異なる2種類の集合住宅（①RCラーメン構造31階建て超高層集合住宅、②耐震壁付きプレキャストラーメン構造で板状14階建て集合住宅）に適用した施工結果をまとめた。適用した結果、以下のような成果と業績が得られ、外殻プレ

キャスト柱部材「シェルコラム」の有用性が確認できた。

- 1) 標準タイプおよび角付きタイプの 6 種類のメニューを揃え、サッシュアンカー・だきおよびPCa用プレート打込み等も可能とし、適用の範囲を広げることができた。
- 2) シェルコラムを製造するシステム型枠は、鋼製の外型枠にエアウォールを取付けた内型枠で構成し、製品の脱型はエアウォール内の空気を脱気して行うため、効率の良い生産が可能となった。また、木製型枠を使用しないため、環境保護に貢献できる。その結果として以下の業績を挙げることができた。
 - ① 主考案者として関連特許を 8 件取得した。
 - ② 平成 14 年度リデュース・リユース・リサイクル推進協議会会長賞を受賞した。
- 3) 設計基準強度 60N/mm²・スランプフロー65 cmの高強度・高流動コンクリートをPC工場にて製造するため、安定した高品質を確保することができた。
- 4) 在来工法に比べて、生産性が向上するため基準階のタクト工程を 3 日程度短縮を可能とした。

第 5 章「建築生産・維持管理におけるセンサ及び情報技術の有効活用に関する研究」では、住民・建築ユーザによる日常点検が可能な建築部材の濡れモニタリングシステムの開発を示している。本技術開発では、住宅・建築物にセンサモニタリング技術を取り込み、それを住民・建築ユーザが活用して建築物の維持管理や生活向上に役立たせるための日常点検が可能な建築部材の濡れモニタリングシステムを構築することを目標として実施した。本章では予備実験として実験室レベルで濡れセンサの基本的な性能を確認し、更に無線 LAN を活用した濡れ計測システムを開発して既存の鉄筋コンクリート造建築物に適用し、その有効性を実証することができた。この研究開発成果をまとめた。今回技術開発した濡れ計測システムは、無線 LAN ルーターを用いてプロトタイプのプロトタイプを無くし、データロガーを軽量・小型化したことにより、短工期で既存の鉄筋コンクリート造建築物に構築できた。モニタリングにおいても、パソコンやタブレット等を用いて濡れセンサ出力率・温度・湿度・気圧・ひずみを常時閲覧することも確認できた。

本実験により得られた主要な成果を以下にまとめる。

- 1) 静電容量型濡れセンサの出力値は、浸水比率（濡れ面積）と正の相関があるので、濡れの程度は、センサ出力率（各時点でのセンサ出力値を浸水比率 100%で除した値）で表すことを提案した。センサ出力率に及ぼす水温の影響は、20℃の水中浸漬実験で 1℃あたり 0.4%変化した。
- 2) 実建築物のRC造外壁のタイル裏面に設置した濡れセンサは降雨のたびに目地ひび割れから侵入する水分を検知し、降水が止まると出力率が低下した。すなわち目地ひび割れに伴うタイル剥離部は降雨の繰返しにより、乾湿ムーブメントが繰り返していることが分かった。
- 3) ここで技術開発した濡れ計測システムは、無線 LAN ルーターを用い、かつデータロガーを軽量・小型化したことにより、短工期で既存のRC造建築物に設置できた。また、PCやタブレット等を用いて、当該建築の内外から計測データを常時閲覧できることを確認し、本システムの実用化の見通しが得られた。

今後は、計測対象の建築物を増やすとともに、本建築物に関しても長期間継続的にセンサのモニタリングを実施し、センサを含めたシステムの耐久性を検証する予定である。また、居住

者からのヒアリングを行ない、居住者の要望を取り入れたいと考えている。特に、居住者がモニタリングデータを閲覧して、建築物の維持管理上の対処、例えば専門家に相談するレベルか否かを判断して表示するような「診断」をシステムに取り組むための検討を行う予定である。

第6章「総括」では、本論文における研究成果を総括して結論を示している。

以上、本論文の研究成果は、鉄筋コンクリート造建築物の施工および点検技術の合理化に大きく寄与できるものとする。

謝 辞

私は、佐藤工業㈱で20年間、鉄建建設㈱で15年間の都合35年間技術開発と技術支援業務を行ってきました。現在勤務している鉄建建設㈱の当時代表取締役社長（現会長）である林 康雄 様より、「過去の研究開発成果のまとめと再度大学で研究し、学位取得を目指してはどうか。」というお言葉を頂きました。当時私の年齢は57歳であり、私に学位を取得するというモチベーションとエネルギーがあるかと悩みました。しかし、過去の研究開発成果を振り返りまとめること、更なる技術開発を行えるというチャンスを頂いたと感謝の気持ちに変わりました。そこで、無理を承知で広島大学大学院工学研究科 教授 大久保 孝昭 先生に相談しました。先生からは、「大変だけど、やる気があれば指導するよ。」と快く引き受けて頂きました。2016年10月に広島大学大学院工学研究科博士過程後期建築学専攻に入学することができました。

鉄建建設に入社し、クレーム対応を行ってきて、トラブル（当社の三大トラブル「コンクリートのひび割れ」「タイルの剥離・剥落」「漏水」）が発生してからの対応では処置が遅く、多大な労力と補修費用を要することを痛感し、維持管理の重要性を強く認識していました。そこで、先生が先導的に取り組んでいる「センサ建築」の技術開発を研究テーマとしました。具体的には、「住民・建築ユーザによる日常点検が可能な建築部材の濡れモニタリングシステムの開発」で、実建物に濡れセンサモニタリングシステムを設置し、実際に点検管理することを目指して技術開発を行ってきました。その結果、本システムの有効性を確認することができました。本システムの構築に当たっては、電子回路設計・製作に松浦 辰彦氏(㈱建診技術研究所)の多大な協力を得たことに感謝しております。なお、本開発は緒に就いたばかりなので、今後も先生の指導のもと開発を続けてまいります。

また、本論文審査の副査を務めて頂いた広島大学大学院工学研究科 教授 田川 浩 先生、同教授 河合 研至 先生、ならびに山口大学大学院創成科学研究科 教授 李 柱国 先生には貴重な時間を割いて頂き、論文のご精読と貴重なご教示を賜りました。

最後に、佐藤工業㈱中央技術研究所の皆様、鉄建建設㈱ 林 康雄 会長はじめ建築技術部の皆様、私を最後まで粘り強くご指導して下さいました大久保 孝昭 先生に深く謝意を申し上げます。ありがとうございました。

鬼塚 雅嗣

2019年(平成31年)3月

