

高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた 梁の付着割裂実験

Bond Splitting Tests for High-Performance Fiber-Reinforced Strain-Hardening Cementitious Composite Beams

細矢 博* 河野政典*

要 旨

近年、コア壁構造の建物が建設されているが、コア壁の連結梁は短スパンであり、地震時には脆性的な付着割裂破壊を生じる恐れがある。これを防ぐため、モルタルにPVA繊維を混入した高靱性繊維補強セメント複合材料SHCCを用いる短スパン梁（以下、SHCC梁）の開発を行なっている。

本研究では、SHCC梁の主筋の付着特性を把握するため、カンチレバー型試験体を用いた付着割裂実験を行った。その結果、(1)PVA繊維の架橋効果により、かぶりの剥離や最大荷重後の急激な耐力の低下は生じず、付着割裂破壊が抑制された。(2)付着強度の実験値は、既往のRC付着強度式による計算値より高い値を示した。(3)付着強度は、既往のRC付着強度式において、PVA繊維による引張強度増大効果を考慮し、横補強筋比(p_w)の項を修正することにより、概ね精度よく評価できた。

キーワード： 高靱性繊維補強セメント複合材料、梁、付着割裂実験、付着性状、付着強度

1. まえがき

近年、高層集合住宅では、居住空間の多様性を確保するために、平面計画の自由度に優れたセンターコア壁を用いるチューブ構造形式の建物が増加しつつある。しかしながら、この形式の建物では、コア壁とコア壁の連結梁は、短スパン梁になることが多い。短スパン梁では、大地震時には高い応力を受け、かつ大きな変形角を強いられる。このとき、連結梁は、脆性的な破壊形態であるせん断破壊や付着割裂破壊を引き起こす恐れがある。そこで、これを防ぐため、モルタルに有機繊維 PVA (Polyvinyl Alcohol)を混入させた高靱性繊維補強セメント複合材料 SHCC (Strain-Hardening Cementitious Composites)を用いた短スパン梁の開発を行なっている。この一環として、SHCC 梁の主筋の付着特性を把握するための付着割裂実験を行い、その付着性状、ならびに付着強度の評価方法について検討した。

2. 試験体概要

2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、断面の形状・寸法および配筋を図-1に示す。試験体数は12体である。実験変動因子は、SHCCの設計基準強度、主筋配筋、横補強筋の鋼

材種別（鋼種）、横補強筋比である。

試験体断面寸法は $200 \times 350\text{mm}$ である。主筋は D13 で、付着長さは 208mm （主筋径の 16 倍）である。その自由端側 204mm の領域と荷重端側 76mm の領域には、それぞれ主筋外周に薄肉鋼管（外径 19mm 、内径 16.6mm ）を配して主筋の付着を絶縁している。試験体の材料は、モルタルに PVA 繊維を混入した高靱性繊維補強セメント複合材料 SHCC である。SHCC の設計基準強度は、試験体 Bo1～Bo6 では 30N/mm^2 、試験体 Bo7～Bo12 では 48N/mm^2 である。試験体の主筋には、実建物の梁部材において機械式継手を使用する機会が多いことを念頭に置き、ねじ鉄筋の異形鉄筋を用いた。この際、付着強度を確認することが目的であるため、主筋の降伏が先行しないように鉄筋には加熱処理を行い、降伏点を上昇させた。主筋の本数は、3 本もしくは 4 本の 2 種類である。横補強筋には、SD295 および SD685 の 2 種類の D6 を用い、横補強筋比 p_w は 0%、0.4%、0.8%、1.2%の 4 種類とした。なお、試験体がせん断破壊しないように試験体内部には補強筋を配筋した。

2.2 使用材料

a. SHCC

SHCC の主要材料であるモルタルの調合を表-2に示す。モルタルには、PVA 繊維が体積混入率で 2.0%混入している。PVA 繊維の諸元を表-3に示す。

*技術研究所

材料試験により得られた SHCC の力学的性質を表-4に示す。圧縮試験には、φ100×L200mm の円柱供試体を用いた。また、引張強度は、曲げ試験ならびに d ドッグボーン型試験体を用いた一軸引張試験により求めた。曲げ試験により得られた曲げモーメント-曲率 (M-φ) 関係を図-2に、一軸引張試験により得られた引張応力度-ひずみ度 (σ-ε) 関係を図-3に示す。曲げ試験ならびに一軸引張試験において、繊維架橋によるマルチプルクラック性状が認められ、M-φ 関係および σ-ε 関係では、たわみ硬化とひずみ硬化特性が認められた。

b. 鉄筋

材料試験により得られた鉄筋の力学的性質を表-5に示す。試験値を求める際の鉄筋の断面積は、全て公称断面積 (D13 : 126.7mm², D6 : 31.67mm²) とした。また、D6(SD685)では、応力-ひずみ関係において降伏棚が明確でなかったため、0.2%オフセット法を用いて降伏強度を算出した。なお、降伏ひずみを、それぞれ降伏強度を弾性係数で除して求めた。

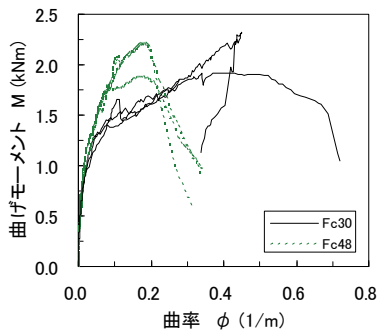


図-2 SHCCのM-φ関係

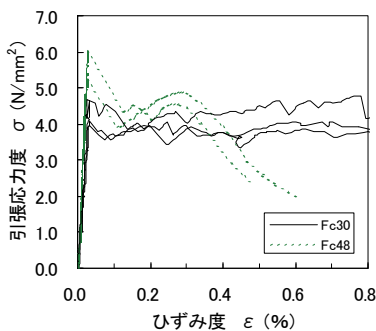


図-3 SHCCのσ-ε関係

表-1 試験体諸元

試験体	SHCC設計 基準強度 F _c (N/mm ²)	試験体 断面寸法 B×D (mm)	主筋 付着長さ L _B (mm)	主筋		横補強筋		
				配筋	鉄筋比 P _t (%)	鋼種	配筋	鉄筋比 P _w (%)
Bo1	30	200×350	208 (16db)	3-D13	0.54	-	-	0
Bo2				4-D13	0.72	SD295	2-D6@80	0.4
Bo3							2-D6@40	0.8
Bo4							4-D6@53	1.2
Bo5							2-D6@80	0.4
Bo6				SD685	-	-	0	
Bo7	48	200×350	208 (16db)	3-D13	0.54	-	-	0
Bo8				4-D13	0.72	SD295	2-D6@80	0.4
Bo9							2-D6@40	0.8
Bo10							4-D6@53	1.2
Bo11							2-D6@80	0.4
Bo12				SD685	-	-	0	

主筋 D13:SD390を加熱処理

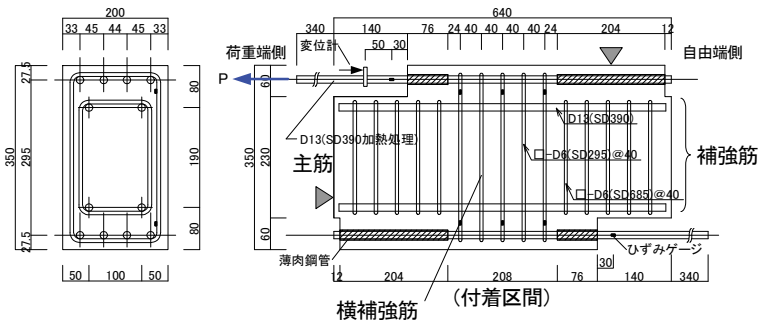


図-1 試験体の形状・寸法、配筋 (試験体Bo4)

表-2 モルタルの調査

F _c (N/mm ²)	W/B	単位量(kg/m ³)							
		W	C	B FA	膨脹材	S	収縮 低減剤	増粘剤	PVA 繊維
30	50.0	400	540	240	20	619	16.0	2.0	26
48	37.0	330	604	268	20	718	17.8	1.0	26

F_c:設計基準強度、W:水、B:結合材、C:セメント、FA:フライアッシュ、S:砂

表-3 PVA 繊維の諸元

繊維長さ (mm)	繊維径 (mm)	破断強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
12.0	0.04	1690	40.6

表-4 SHCC の力学的性質

設計 基準強度 F _c (N/mm ²)	圧縮強度 σ _B (N/mm ²)	ヤング係数 E _c (kN/mm ²)	引張終局 ひずみ度*1 ε _t (%)	引張強度*1 σ _t (N/mm ²)	引張終局 ひずみ度*2 ε _t (%)	引張強度*2 σ _t (N/mm ²)
30	44.5	15.3	2.86	4.61	1.30	4.30
48	66.5	23.5	1.13	4.41	0.28	5.54

*1:曲げ試験(JCI-S-003-2007)¹⁾、*2:一軸引張試験(ドッグボーン型・断面60×100mm)

表-5 鉄筋の力学的性質

部位	呼び名	種類	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ度 (%)	引張強度 (N/mm ²)
主筋	D13	SD390*	929	191	0.486	952
横補強筋	D6	SD295	438	186	0.236	560
横補強筋	D6	SD685	743	179	0.416	914

*:加熱処理

2.3 実験方法

加力方法は、図-1に示すように主筋を一方方向に単調引張加力するキャンチレバー形式をとった。先ず、上端筋を引張加力後、試験体を反転させて下端筋を引張加力した。計測に関しては以下の通りである。すなわち、全主筋（3本または4本）の総引張荷重を1台のロードセルで測定した。また、主筋荷重端ならびに自由端の滑り量を変位計で、主筋ならびに横補強筋のひずみ度をひずみゲージで測定した。この際、各主筋の分担力は、ロードセルにより得られた荷重(P)を、各主筋の荷重端側の付着区間外に貼付したひずみゲージの測定値(ϵ_i)をもとに比例配分($P \times \epsilon_i / \sum \epsilon_i$)として算出した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

典型的なひび割れ性状を示した F_c30 シリーズの Bo3 試験体の破壊状況を写真-1に示す。全ての試験体において、最大荷重まではひび割れは少なかったが、最大荷重後に微細なひび割れが多数生じた。しかし、ひび割れ幅は 0.1mm 以下であった。それらのひび割れは、付着領域から反力点側に向かう応力ストラットに沿って進展した。また、RC 梁の付着割裂破壊にみられるような主筋に沿う付着割裂ひび割れは少なく、全ての試験体において、SHCC のかぶりの剥離やそれに伴う最大荷重以後の急激な耐力の低下はみられなかった。写真で観察されるように、ひび割れ数は上端筋側が下端筋側に比べて少なかった。これは、上端筋側は下端筋側に比べ SHCC 内に PVA 繊維が多く含まれ、繊維の架橋効果により SHCC の引張強度が増大し、付着割裂ひび割れの発生が少なかったものと考えられる。

最終破壊モードは、全試験体ともに主筋の抜け出し破壊であった。

3.2 上端筋、下端筋の付着強度

加力実験で得られた上端筋と下端筋の最大荷重の比較を図-4に示す。F_c30 シリーズ、F_c48 シリーズとも上端筋の荷重は下端筋の荷重を上回り、ばらつきが少ない直線的な分布をしている。上端筋の下端筋に対する最大荷重の比の平均をとると 1.08 であった。通常の RC 梁では、一般に上端筋の付着強度が下端筋の付着強度より小さくなるが、本実験の SHCC 梁の場合は、全ての試験体において、上端筋の付着強度が下端筋に比べて大きいことを確認した。これは、上述したように、下端筋側に比べ上端筋側では PVA 繊維が多く含まれ、繊維の架橋効果により SHCC の引張強度が増大したためと考えられる。このことは、下端筋側に比べ上端筋側で付着割裂ひび割れが少なかったことに対応している。これ以降、引張強度の評価には、上端筋の付着強度を 1.08 で除し、全て下端筋強度に換算して整理することとする。

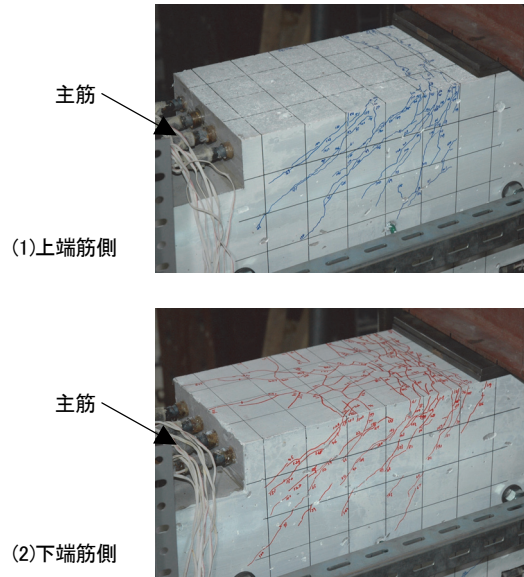


写真-1 最終破壊状況例 (Bo3 試験体)

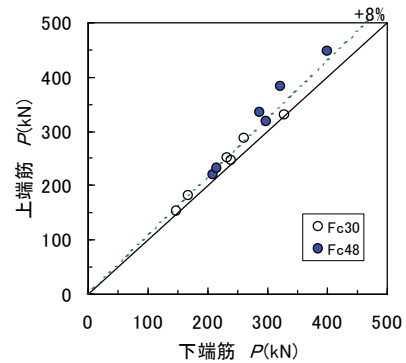


図-4 上端筋と下端筋の最大荷重の比較

3.3 付着応力度-滑り量曲線

最大荷重時の主筋の変位（滑り量）と付着強度の実験結果を表-6に、平均付着応力度 (τ_b) - 自由端平均滑り量 (s) 関係を図-5に示す。表中の隅筋および中筋の付着強度は、各主筋に貼付したひずみゲージの測定値から求めた分担力の最大値で、平均値とはロードセルより測定した引張荷重の最大値を主筋の付着面積の総和で除して求めた値である。各主筋の分担力の最大値は必ずしも同一時刻には発生しないので、隅筋と中筋の引張強度の最大値の平均と全主筋の引張強度の平均値とは異なる結果になっている。なお、荷重端の滑り量は、荷重端側の変位計測点の計測値から付着区間外の主筋の伸びを引くことで補正を行なっている。

図-5の τ_b -s 曲線より、横補強筋比が大きくなるほど付着応力度のピーク時の滑り量が大きくなっていることがわかる。また、F_c30 シリーズに比べ、SHCC の強度が大きい F_c48 シリーズでは、ピーク後の軟化勾配が僅かではあるが急な傾向にあることがわかる。

横補強筋の有無による付着強度への影響に関して、既往の研究(例えば²⁾によると、普通コンクリートでは、横補

強筋が配筋されていない場合には、荷重ピーク後に急激な付着応力の低下を伴うのに対し、横補強筋が配筋されている場合には、ピーク後の付着応力の低下が小さいという知見が得られている。しかし、本実験では、使用材料にコンクリートではなく SHCC を用いているため、横補強筋の有無によらず、付着応力の低下傾向は似ており、ピーク後の挙動に大きな差はみられなかった（例えば、Bo2 と Bo3、Bo8 と Bo9）。このことから、SHCC の PVA 繊維は、横補強筋と同様な働きをし、付着力を保持する効果があることを確認した。

3.4 横補強筋による付着強度への影響

基準化付着強度と横補強筋比との関係を図-6に示す。ここで、付着強度は、SHCC の圧縮強度 (σ_B) の平方根で除すことで基準化している。

上端筋、下端筋にかかわらず基準化付着強度 (τ

$\sqrt{\sigma_B}$) は、横補強筋比 (p_w) が增大するにつれて増大し、ほぼ線形関係にあることがわかる。また、 $p_w=0$ であっても、基準化付着強度は 0.8 程度あることがわかる。

本実験では、2種類の規格強度の横補強筋 SD295 と SD685 を用いたが、横補強筋の鋼種の違いによる付着強度の差は最大で3%程度であり、ほとんど差異がみられなかった (Bo3 と Bo6、Bo9 と Bo10)。このことから、SHCC の付着強度に与える横補強筋の効果は、鉄筋の強度に依存しないといえる。

3.5 付着強度の評価

a. 付着強度式

主筋の付着強度の実験値を、既往の RC 付着強度式である藤井・森田式²⁾、終局強度型設計指針式³⁾、ならびに靱性保証型設計指針式⁴⁾より得られた計算値と比較する。この際、破壊形式は、付着実験でのひび割れ状況を

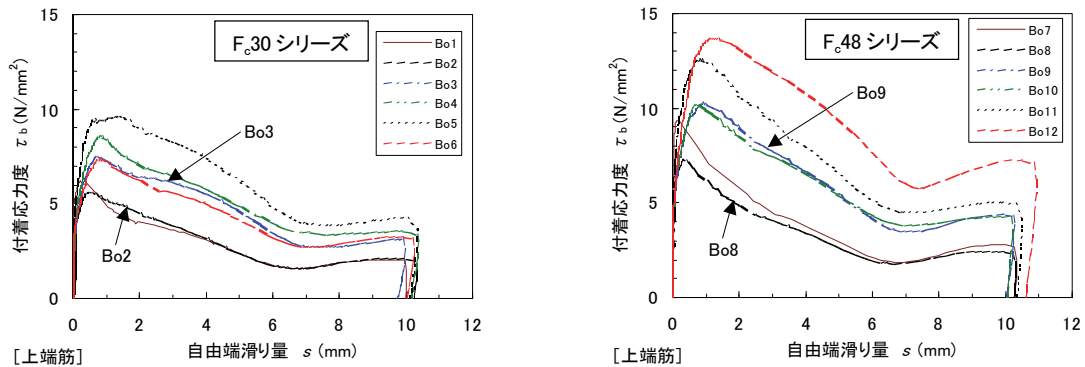


図-5 平均付着応力度-自由端平均滑り量関係 (上端筋)

表-6 最大荷重時の変位 (滑り量) と付着強度

試験体	SHCC 圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	横補強 筋比 p_w (%)	最大荷重時の変位 (滑り量)				付着強度		
			荷重端		自由端		隅筋 (N/mm ²)	中筋 (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)
			隅筋 (mm)	中筋 (mm)	隅筋 (mm)	中筋 (mm)			
Bo1	44.5	0	0.36	0.45	0.13	0.29	6.31	6.41	6.15
			0.48	0.60	0.16	0.29	6.07	6.23	5.95
Bo2	44.5	0	0.43	1.16	0.39	1.04	5.84	6.11	5.46
			0.67	1.05	0.50	0.76	5.04	5.43	5.01
Bo3	44.5	0.4	0.80	0.86	0.67	0.84	7.71	7.19	7.51
			-	-	0.67	0.79	7.65	6.31	7.19
Bo4	44.5	0.8	-	-	0.79	0.88	9.37	7.80	8.65
			1.05	0.88	0.84	0.68	8.88	7.12	7.83
Bo5	44.5	1.2	0.71	1.26	0.62	0.92	9.66	11.10	9.90
			-	-	0.76	0.81	9.35	10.12	9.83
Bo6	44.5	0.4	0.97	1.16	0.79	0.91	7.29	7.43	7.56
			-	-	0.59	0.53	7.97	6.53	6.96
Bo7	66.5	0	-	-	0.18	0.10	9.59	9.14	9.11
			0.64	0.61	0.40	0.36	8.55	9.15	8.40
Bo8	66.5	0	0.44	0.49	0.29	0.33	7.43	7.15	7.27
			0.52	0.61	0.32	0.37	6.22	6.77	6.56
Bo9	66.5	0.4	1.22	1.15	0.99	0.88	10.37	10.24	10.09
			0.94	0.77	0.67	0.59	8.96	8.16	8.72
Bo10	66.5	0.4	-	-	0.60	0.77	11.36	9.04	9.98
			-	-	0.57	0.76	9.30	8.08	8.91
Bo11	66.5	0.8	0.78	0.89	0.71	0.85	13.66	11.55	12.68
			2.34	0.88	1.92	0.61	13.31	8.50	9.67
Bo12	66.5	1.2	-	-	1.07	1.34	13.70	13.95	13.54
			-	-	0.73	1.15	12.17	12.67	12.05

*: 主筋降伏 - : 計測不備

勘案し、全ての試験体でサイドスプリット型と仮定している。また、SHCCの圧縮強度は、材料試験で得られた圧縮強度 σ_B を用いている。

b. 実験値と計算値との比較

実験値と計算値との比較を表-7、ならびに図-7に示す。3式とも、実験値は計算値を上回っている。実験値の計算値に対する比の平均は、藤井・森田式では1.60(標準偏差 0.12、変動係数 0.08)、終局強度型設計指針式では1.59(0.14、0.09)、靱性保証型設計指針式では2.02(0.29、0.14)であった。藤井・森田式は他式に比べてばらつきが小さく対応度が優れている。実験値は計算値を1.59~2.02倍上回っており、RC梁に比べ、SHCC梁ではPVA繊維による付着強度の増加が確認された。これは、既往の付着強度式は、SHCC梁の付着強度を過小に評価することを示している。

一方、表-7で横補強筋が配筋されていない試験体Bo2(Bo8)の付着強度の実験値と、横補強筋が0.8%配筋されている試験体Bo4(Bo11)の藤井・森田式による計算値とを比較すると、両者はほぼ等しい値であった。このことから、PVA繊維2.0vol%の混入効果は、横補強筋比 $p_w=0.8\%$ の配筋効果に相当するものと判断した。これをふまえ、全試験体を対象に、横補強筋比 p_w に0.8%を一律に加え、再度3式により付着強度を計算した。実験値と計算値との比較を表-7ならびに図-8に示す。

実験値の修正式計算値に対する比の平均は、藤井・森田式では1.10(標準偏差 0.13、変動係数 0.11)、終局強度型設計指針式では1.08(0.11、0.10)、靱性保証型設計指針式では1.28(0.17、0.13)であった。実験値の修正式計算値に対する比の平均は1.08~1.28倍となり、修正式はSHCC梁の付着強度を概ね精度良く推定できて

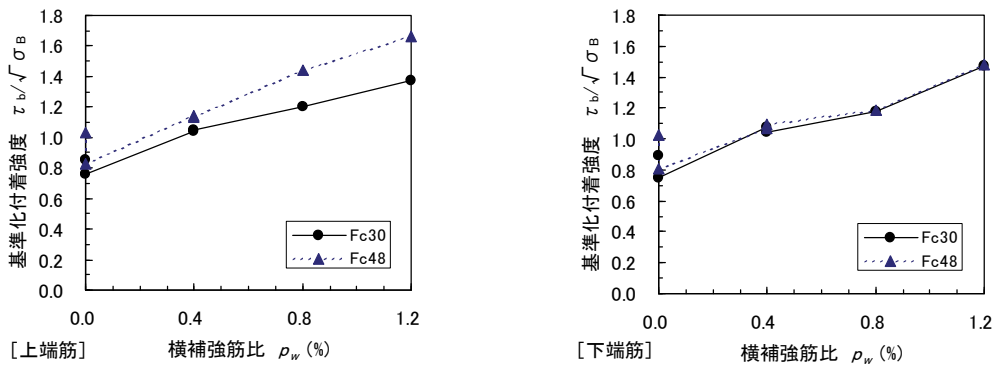


図-6 基準化付着強度-横補強筋比関係

表-7 実験値と計算値との比較

試験体	横補強筋比 p_w (%)	実験値			計算値			修正式計算値 ($p_w+0.8\%$)			実験値(平均)/計算値			実験値(平均)/修正式計算値 ($p_w+0.8\%$)			
		付着強度 (上端/1.08)			藤井・森田式	終局強度型指針式	靱性保証型指針式	藤井・森田式	終局強度型指針式	靱性保証型指針式	藤井・森田式	終局強度型指針式	靱性保証型指針式	藤井・森田式	終局強度型指針式	靱性保証型指針式	
		隅筋	中筋	平均													(N/mm ²)
Bo1	上端	0	5.84	5.93	5.69	4.32	4.49	3.02	6.92	6.64	5.23	1.32	1.27	1.89	0.82	0.86	1.09
	下端	0	6.07	6.23	5.95	4.32	4.49	3.02	6.92	6.64	5.23	1.38	1.32	1.97	0.86	0.90	1.14
Bo2	上端	0	5.41	5.65	5.06	3.32	3.42	2.29	5.27	5.35	3.95	1.52	1.48	2.20	0.96	0.94	1.28
	下端	0	5.04	5.43	5.01	3.32	3.42	2.29	5.27	5.35	3.95	1.51	1.46	2.18	0.95	0.94	1.27
Bo3	上端	0.4	7.14	6.65	6.95	4.28	4.38	3.47	6.24	6.31	5.83	1.62	1.59	2.00	1.11	1.10	1.19
	下端	0.4	7.65	6.31	7.19	4.28	4.38	3.47	6.24	6.31	5.83	1.68	1.64	2.07	1.15	1.14	1.23
Bo4	上端	0.8	8.68	7.22	8.01	5.25	5.33	4.65	7.22	7.26	7.00	1.53	1.50	1.72	1.11	1.10	1.14
	下端	0.8	8.88	7.12	7.83	5.25	5.33	4.65	7.22	7.26	7.00	1.49	1.47	1.68	1.08	1.08	1.12
Bo5	上端	1.2	8.94	10.28	9.17	6.23	5.82	6.87	8.20	9.04	9.91	1.47	1.57	1.34	1.12	1.01	0.92
	下端	1.2	9.35	10.12	9.83	6.23	5.82	6.87	8.20	9.04	9.91	1.58	1.69	1.43	1.20	1.09	0.99
Bo6	上端	0.4	6.75	6.88	7.00	4.28	4.38	3.47	6.24	6.31	5.83	1.63	1.60	2.02	1.12	1.11	1.20
	下端	0.4	7.97	6.53	6.96	4.28	4.38	3.47	6.24	6.31	5.83	1.63	1.59	2.00	1.11	1.10	1.19
Bo7	上端	0	8.88	8.47	8.44	5.28	5.49	3.69	8.46	8.11	5.90	1.60	1.54	2.29	1.00	1.04	1.43
	下端	0	8.55	9.15	8.40	5.28	5.49	3.69	8.46	8.11	5.90	1.59	1.53	2.28	0.99	1.04	1.42
Bo8	上端	0	6.88	6.62	6.73	4.05	4.18	2.81	6.44	6.54	4.46	1.66	1.61	2.40	1.05	1.03	1.51
	下端	0	6.22	6.77	6.56	4.05	4.18	2.81	6.44	6.54	4.46	1.62	1.57	2.34	1.02	1.00	1.47
Bo9	上端	0.4	9.60	9.48	9.34	5.23	5.35	3.98	7.63	7.71	6.34	1.79	1.75	2.35	1.22	1.21	1.47
	下端	0.4	8.96	8.16	8.72	5.23	5.35	3.98	7.63	7.71	6.34	1.67	1.63	2.19	1.14	1.13	1.38
Bo10	上端	0.4	10.52	8.37	9.24	5.23	5.35	3.98	7.63	7.71	6.34	1.77	1.73	2.32	1.21	1.20	1.46
	下端	0.4	9.30	8.08	8.91	5.23	5.35	3.98	7.63	7.71	6.34	1.70	1.67	2.24	1.17	1.16	1.41
Bo11	上端	0.8	12.65	10.69	11.74	6.41	6.52	5.16	8.83	8.87	7.51	1.83	1.80	2.28	1.33	1.32	1.56
	下端	0.8	13.31	8.50	9.67	6.41	6.52	5.16	8.83	8.87	7.51	1.51	1.48	1.87	1.10	1.09	1.29
Bo12	上端*	1.2	12.68	12.91	13.54	7.62	7.12	7.38	10.02	11.05	10.42	1.78	1.90	1.84	1.35	1.23	1.30
	下端	1.2	12.17	12.67	12.05	7.62	7.12	7.38	10.02	11.05	10.42	1.58	1.69	1.63	1.20	1.09	1.16
											平均	1.60	1.59	2.02	1.10	1.08	1.28
											標準偏差	0.12	0.14	0.29	0.13	0.11	0.17
											変動係数	0.08	0.09	0.14	0.11	0.10	0.13

*: 主筋降伏

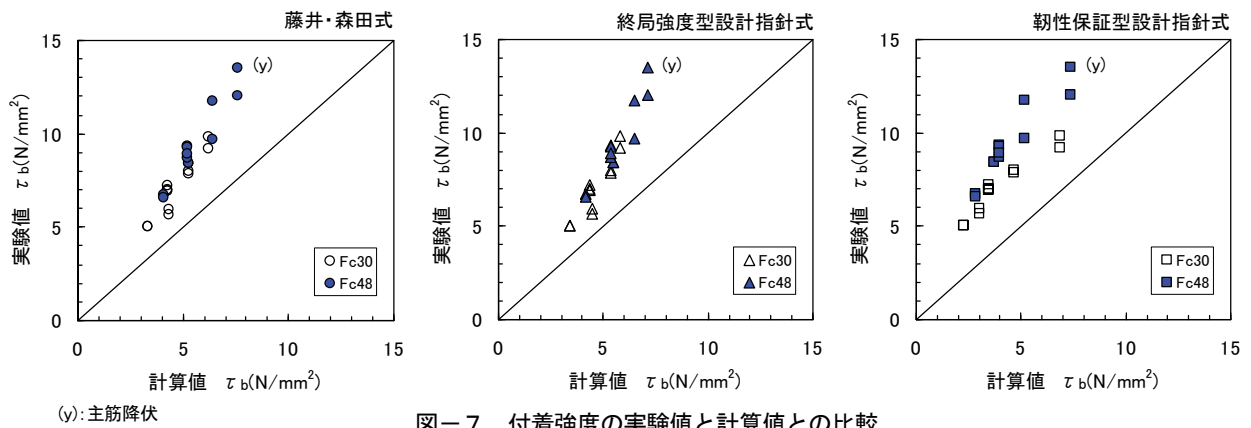


図-7 付着強度の実験値と計算値との比較

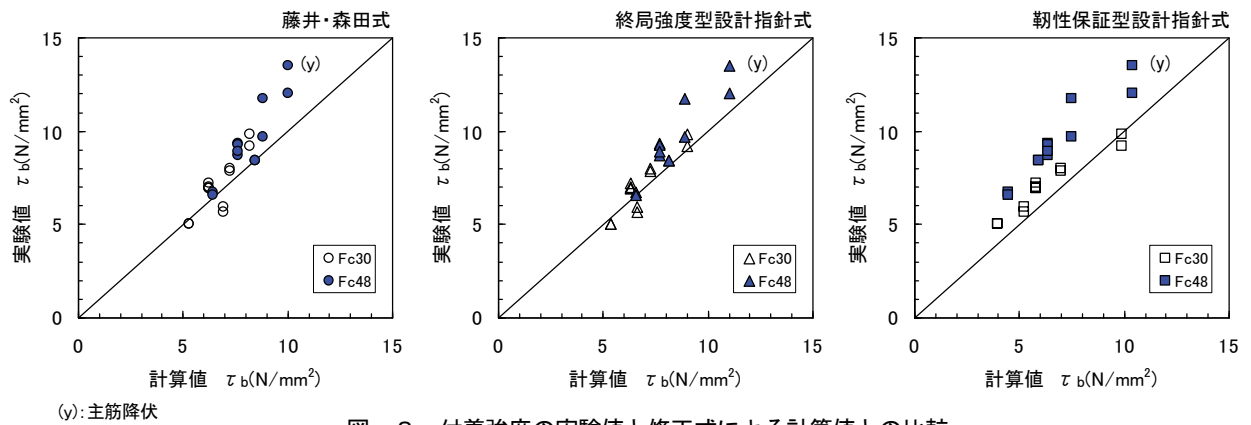


図-8 付着強度の実験値と修正式による計算値との比較

いるといえる。このことから、SHCC 梁の付着強度は、既往の RC 付着強度式の p_w の項を修正することにより推定できるものと考えられる。

4. まとめ

- 本実験の範囲で、以下の知見が得られた。
- i. SHCC 梁においては、PVA 繊維による付着ひび割れ分散効果、ならびにひび割れ幅抑制効果がみられた
- ii. PVA 繊維の架橋効果により、かぶりの剥離や最大荷重後の急激な耐力の低下は生じず、付着割裂破壊が抑制された
- iii. 横補強筋比 (p_w) の増加に伴い、主筋の基準化付着強度 ($\tau_b/\sqrt{\sigma_B}$) は線形的に増大した
- iv. 横補強筋の鋼種が異なっても、主筋の付着強度に差異はなかった
- v. SHCC 梁の付着強度の実験値は、既往の RC 付着強度式による計算値より高い値を示した
- vi. SHCC 梁の付着強度は、既往の RC 付着強度式において PVA 繊維の引張強度増大効果を考慮し、横補強筋比(p_w)の項を修正することにより概ね精度よく評価できた、また、本実験に供した SHCC 梁における PVA 繊維の効果は、横補強筋比 (p_w) に換算すると、0.8%相当であると考えられる

5. あとがき

SHCC 梁の付着特性を把握することができた。また、SHCC 梁の付着強度の適正な算出方法を提案することができた。今後は、SHCC 梁のせん断余裕度と変形性能の関係について検討する予定である。

筑波大学の金久保利之准教授には懇切丁寧なご指導を頂くとともに、金久保研究室の方々には付着実験の実施にあたりご協力を得た。また、建築研究所の福山洋博士には、有益なご助言を頂いた。ここに記して謝意を表する。

【参考文献】

- 1) JCI-S-003-2007、繊維補強セメント複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験方法、JCI 規準
- 2) 藤井 栄、森田司郎、「異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究-第1報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果-」、日本建築学会論文集、第 319 号、pp.47~54、1982.9
- 3) 「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」、日本建築学会、1990
- 4) 「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、日本建築学会、1999

Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの施工実験

Construction Tests for Fc150N/mm² Class High-Strength Concrete

河野政典* 起橋孝徳* 小竹琢雄** 飯塚宏行**

要 旨

Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの施工性を確認するため、コンクリートバケットによる打設とポンプ圧送の実験を行った。バケット打設実験の結果、バケットのコンクリート排出流下部分に泥水の吸引や圧送等で用いられる耐圧ホースを用いれば、4.0m³ の柱部材の打設は約 25 分で完了することを確認した。ポンプ圧送実験の結果、圧力損失は普通コンクリートの 18.5 倍であるものの、所要能力のポンプ車の選定により、圧送速度 15m³/h で、鉛直方向 10m+水平方向 50m 配管の圧送が可能であり、Fc150N/mm² 級高強度コンクリートが適用される低層階部分へのポンプ圧送は十分可能であることを確認した。また、バケット打設およびポンプ圧送によるフレッシュコンクリート、圧縮強度への影響はないことを確認した。

キーワード：Fc150N/mm²、高強度コンクリート、バケット打設、ポンプ圧送

1. まえがき

近年、都心部の集合住宅では、土地の高度利用から、超高層化が進みつつあり、また、平面設計の自由度、快適な平面空間を確保するために大スパン化が望まれている。そのため都心部では、超高層の鉄筋コンクリート造集合住宅に 100N/mm² 級高強度コンクリートを適用する事例が増えつつある¹⁾。当社においても、設計基準強度（以下、「Fc」と称す）100N/mm² の高強度コンクリートを、都内の地上 41 階建て鉄筋コンクリート造集合住宅の 1、2 階の柱部材に適用した²⁾。

今後、さらなる高強度化への要求に応えるため、Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの実用化に向けた研究開発に着手し、平成 19 年度に Fc150N/mm² の強度発現が得られる材料選定を行い³⁾、平成 20 年度にはその材料を用いた実機試験を実施し、生コンプラントにおいて Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの製造、出荷が可能であることを確認した。

一方、現場での主なコンクリート打設方法は、ポンプ圧送とコンクリートバケットによる打設の 2 種類であり、ポンプ圧送はバケット打設に比べ大量打設が可能である。しかし、高強度コンクリートにおいては、単位セメント量が多く、フレッシュコンクリートの粘性が大きいため、ポンプ圧送での圧送抵抗が大きく、ポンプへの負荷が大きい。粘性の大きいコンクリート、すなわち、強度が大きいコンクリートほど、低層階の柱部材に用いられるので、打設量が限られ、揚重時間も掛からないことから、バケット打設を採用するケースが多い。しかしながら、高

い強度のコンクリートほど、打込み直後から表層部分が急激に乾燥するため、ポンプ圧送のように連続打設が望まれている。また、Fc80N/mm² 以上のコンクリートには、火災時の爆裂抑制対策の一つとして、有機繊維をコンクリートに混入するケースがある。繊維を混入した場合、さらにコンクリートの流動性が低下するため、アジテータ車からのバケットへの積込み、サニーホースなどを取付けたバケットからの排出に時間を要する。このことから、条件によっては 4.0m³ 程度の Fc100N/mm² 級高強度コンクリート柱部材の打設に、約 20~30 分程度の時間を要することとなる²⁾。Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの粘性はさらに大きくなるため、Fc150N/mm² 級高強度コンクリートを実現場に適用するには、事前に現場での施工性を確認し、その結果を踏まえた打設計画が必要となる。

そこで、平成 21 年度においては、Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの施工性を確認するため、コンクリートバケットによる打設実験と 75m の水平配管によるポンプ圧送実験を行った。本報では、これらの実験結果について報告する。

2. バケット打設実験

2.1 実験要因と水準

バケット打設実験では、バケットのコンクリート排出流下部分の仕様を実験要因とし、施工性の比較やフレッシュコンクリート性状および圧縮強度発現への影響について検討した。バケットの排出流下部分には、普通コン

*技術研究所 **東日本支社建築工務部

クリークの打設で用いられることの多いサニーホースと、泥水の吸引や圧送等で用いられる耐圧ホース（以下、「コンクリートホース」と称す）の2種類を用いた。実験は、夏期（8月）に行った。

2.2 コンクリートの使用材料と調合

コンクリートの使用材料を表-1に、調合を表-2に示す。セメントには低熱ポルトランドセメントにシリカフュームをセメント工場において10%（内割り）プレミックスしたシリカフュームセメントを使用した。また、火災時のコンクリートの爆裂を防止するために、ポリエステル繊維を0.2vol%添加した。

コンクリートの水セメント比を14%とし、繊維混入後のスランプフロー値 50±7.5cm、空気量 2.0%以下をフレッシュコンクリートの目標値とした。

2.3 打設方法と試験項目

コンクリートバケットには積載容量が2.5m³のものを用いた。実験では、バケットにコンクリートを2.0m³積込み、1.0×1.0×高さ1.0mの型枠にコンクリートを打設した。バケットの排出先に取付けたサニーホースの径は7インチ、コンクリートホースの径は125A（5インチ）で、長さは両者とも3.5mとした。

測定・試験項目を表-3に示す。バケット打設に関する測定・試験項目として、打設時間の測定、バケット流下後のコンクリート試料を採取してフレッシュコンクリート試験、圧縮強度試験を実施した。また、型枠に打設したコンクリートの上下面に厚さ200mmの断熱材を設置し、模擬柱部材とし、材齢91日の構造体コンクリート強度を確認した。

2.4 実験結果と考察

a. 打込み時間

バケット打設実験に用いたコンクリートのフレッシュ状況を写真-1に、バケットによる打設状況を写真-2に示す。打設時間を測定した結果、アジテータ車からバケットへのコンクリート2.0m³分の積込み時間は約4分であった。Fc150N/mm²級コンクリートの粘性が非常に大きいため、アジテータ車のシュートからの流下に時間を要した。

型枠1.0m³分の流下打込み時間は、サニーホースによる打込みでは約5.5分で、コンクリートホースでは約1.3分であった。サニーホースは通常、コンクリートが流動する部分は閉じた状態にあり、コンクリートはサニーホースを押し広げながら、内側を沿うように流下する。コンクリートは自由落下することが無いので、普通コンクリートの打設ではコンクリートの分離を防ぐ効果が期待できるが、Fc150N/mm²級コンクリートの粘性が非常に大きいため、サニーホース内の粘性抵抗が大きく流下に時間を要したと考えられる。

一方、コンクリートホースはサニーホースと異なり、コンクリートが排出する筒先まで開放状態にあり、粘性

表-1 コンクリートの使用材料

種別	記号	銘柄・産地等	物性値
セメント	C	シリカフュームプレミックス	密度:3.08cm ³ /g
		低熱ポルトランドセメント (シリカフュームセメント)	比表面積:6350cm ² /g シリカフューム内割り10%
細骨材	S	桜川産 硬質砂岩砕砂	密度:2.60cm ³ /g F.M.2.85
粗骨材	G	桜川産 硬質砂岩砕石	密度:2.64cm ³ /g 実積率:60.0%
化学 混和剤	Add	高性能減水剤	ポリカルボン酸系 密度:1.07cm ³ /g
添加材	PET	ポリエステル繊維	密度:1.39cm ³ /g 径:0.017mm、長さ:10mm

表-2 調合

W/C (%)	S/A (%)	単位量 (kg/m ³)				Add Cx(%)	PET (vol%)
		W	C	S	G		
14.0	32.9	155	1108	398	824	2.25	0.2

表-3 バケット打設実験の測定・試験項目

測定・試験項目	試験方法	備考
フレッシュ	スランプフロー	JIS A 1150
	空気量	JIS A 1128
	コンクリート温度	JIS A 1156
硬化	圧縮強度	JIS A 1108
		JIS A 1107
打設時間	ストップウォッチ	バケットへの積込み時間 バケット移動時間 打込み時間

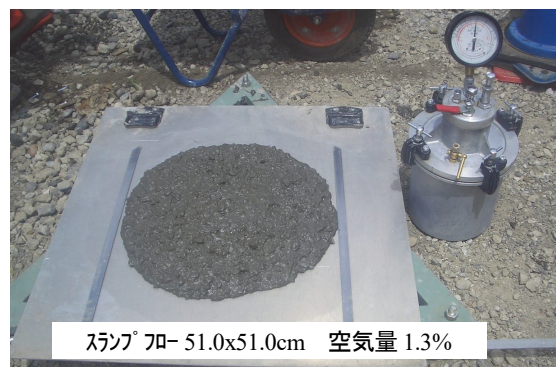


写真-1 現場荷卸試験時のフレッシュ状況

が大きい場合でも、ある程度の速さで打込みが可能であった。

b. 柱部材の打設時間の検討

打設時間の測定結果から、4.0m³の柱部材を想定し打



写真-2 バケット打設状況

設所要時間を検討した。設定条件と打設時間の検討結果を図-1に示す。バケット1回の打込み量を2.0m³とし、2回の打込み、また、バケットの1回の移動時間は低層階を想定し、3分間とした。検討の結果、コンクリートホースによる打設は、サニーホースを用いた場合よりも打設時間は速いものの、柱1本の打設完了までに25分の時間を要すると考えられる。

なお、Fc150N/mm²級コンクリートのアジテータ1車分(4.0~5.0m³)の生コンプラントでの製造出荷(練混ぜ、繊維添加、出荷時のフレッシュコンクリート性状確認)には、20~25分の時間を要する。そのため、柱の打設時間が25分程度であれば施工上、バケットによる打設方法がクリティカルとはならない。ただし、バケット移動時間により打設時間が変動するため、実施工においてはバケット移動時間を考慮した打設計画が必要である。

c. フレッシュコンクリートの性状と圧縮強度

バケット打設前後のフレッシュコンクリートの性状と圧縮強度の比較を表-4に示す。バケット打設により空気量が微増したものの、圧縮強度に大きな違いはみられなかった。

荷卸時に採取した標準水中供試体と、コンクリートホースで打設した模擬柱部材から採取したコア供試体の圧縮強度を図-2に示す。模擬柱の打込み時のコンクリート温度は37℃で、打設後の部材中心部の最高温度は82℃に達したが、コア強度は材齢28日以降も増進し、コア91日強度は165N/mm²であった。標準水中56日とコア91日強度の差は-0.3N/mm²であり、コア91日強度が、標準水中56日強度を上回ったことから、コンクリートの管理材齢を56日とした場合、調合設計に必要な夏期の強度補正值は、0N/mm²で対応できることを確認した。

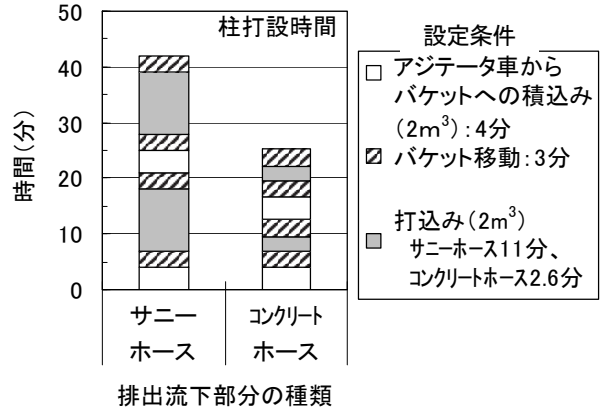


図-1 4m³柱部材の打設時間

表-4 フレッシュコンクリートの性状と圧縮強度の比較

	出荷後経過時間	フレッシュ性状		圧縮強度(56日標水)(N/mm ²)
		スランプフロー(cm)	空気量(%)	
現着荷卸	90分	51.0 x 51.0	1.3	165.0
コンクリートホース	105分	53.0 x 52.5	1.8	164.3
サニーホース	125分	50.7 x 50.5	1.6	163.0

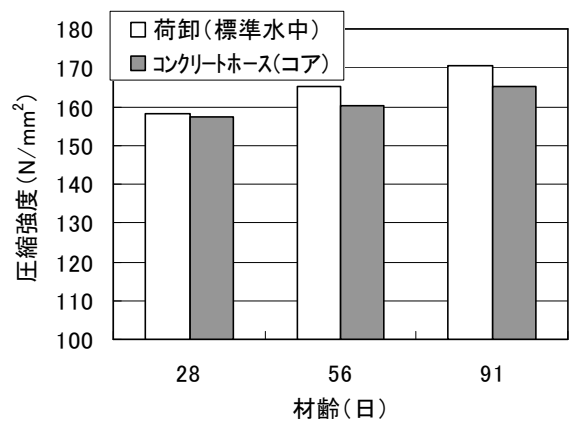


図-2 標準水中供試体とコンクリートホースを用いて打設した模擬柱のコア強度

3. ポンプ圧送実験

3.1 実験要因と水準

ポンプ圧送では、圧送速度を実験要因とし、管内圧力、フレッシュコンクリート性状および圧縮強度発現への影響について検討した。圧送速度は、10、20m³/hの2水準とした。前述のように、Fc150N/mm²級コンクリートのアジテータ1車分(4.0~5.0m³)の製造出荷には20~25分の時間を要するため、1時間あたりの出荷量は15m³程度に限られる。そのため、現場では15m³/h程度

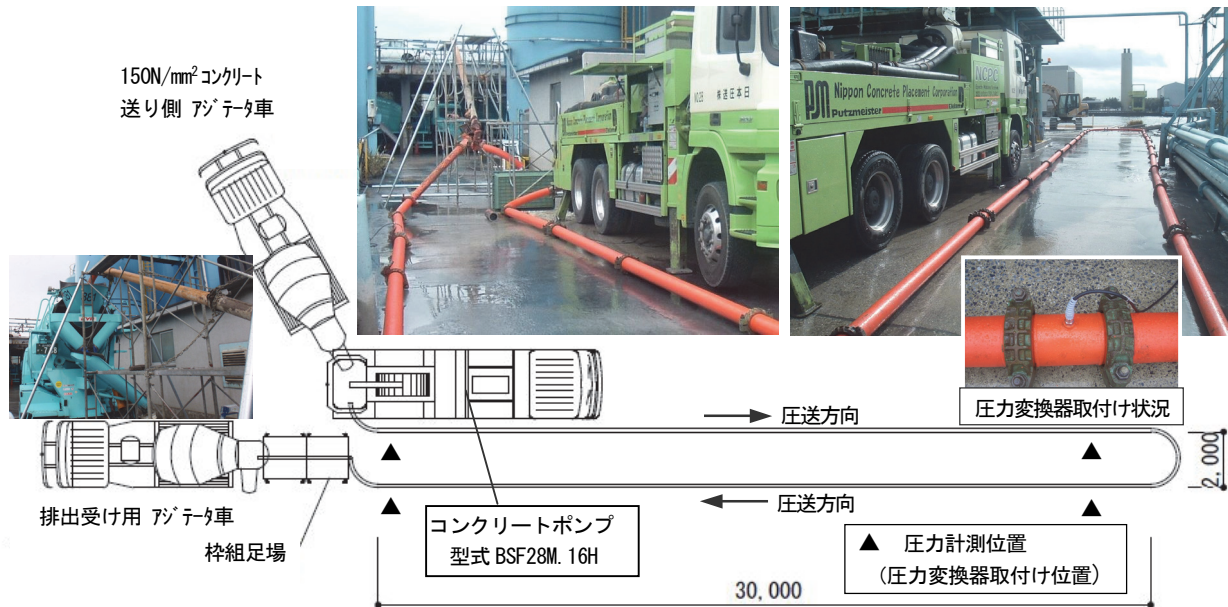


図-3 ポンプ圧送実験の配管概要

の速度で圧送できれば、アジテータ車の待ちがなく、スムーズに打設できることとなる。このことから、圧送速度の水準の上限を 20m³/h とした。なお、コンクリートの使用材料(表-1)および調合(表-2)については、バケット打設実験と同様とし、実験は標準期(11月)に行った。

3.2 圧送方法と試験項目

ポンプ車には、最大理論吐出圧が 13.0N/mm² のピストン式超高压ポンプ車(型式 BSF28M.16H)を用いた。ポンプの仕様を表-5に、圧送実験の配管概要を図-3に示す。圧送距離は約 75m、ポンプ車側 30m の輸送管には呼び径 125A の H 管(高压配管 使用圧力 12.0N/mm²)を、それ以降の吐出側には 125A の M 管(中高压配管 使用圧力 7.0N/mm²)を用いた。

測定・試験項目を表-6に、輸送管内の圧力計測位置を図-3に示す。各圧送速度で圧送を行った後、筒先からコンクリート試料を採取し、フレッシュコンクリート試験、圧縮強度試験を実施した。輸送管内の圧力は、図-3中の写真に示すように圧力変換器を輸送管に取付け、ポンプ車から 5.5、30、41、65m の輸送管位置で計 4 箇所測定した。

3.3 実験結果と考察

a. 圧送圧力

圧送距離と管内圧力との関係を図-4に示す。圧送速度 20m³/h でのピストン前面圧力は約 11.0N/mm² で、一般強度のコンクリートの場合(同一圧送条件で 1.0N/mm² 程度)に比べて非常に大きい値を示した。また、30m 以降の筒先側での最大圧力値は 4~5N/mm² 程度であった。H 管と M 管の使用圧力の許容値はそれぞれ 12.0N/mm²、7.0N/mm² であり、使用範囲の上限に近

表-5 ポンプ仕様

ピストン式超高压ポンプ車	
型式	BSF28M.16H (P社製)
最大理論吐出量(m³/h)	108(高压)/160(低压)
最大理論吐出圧(N/mm²)	13.0(高压)/8.5(低压)
コンクリートシリンダ径(φ)	230
ストローク長(mm)	2100

表-6 ポンプ圧送実験の測定・試験項目

測定・試験項目	試験方法	備考	
フレッシュ	スランプフロー	JIS A 1150 現場着荷卸、	
	空気量	JIS A 1128 圧送筒先	
	コンクリート温度	JIS A 1156 実験終了後荷卸	
硬化	圧縮強度	JIS A 1108 現場着荷卸: 標準水中、簡易断熱*1 材齢 28、56、91 日 圧送後、実験終了後荷卸: 標準水中、材齢 56 日	
		ピストン 前面圧力	車載メータ 目視
圧送 圧力	管内圧力	圧力変換器	定格容量 20MPa × 1 台 10MPa × 2 台 5MPa × 1 台 データロガー収録

*1 簡易断熱(養生): 厚さ 20cm の断熱材(発砲スチロール等)で 6 面覆った養生槽での養生方法。供試体を断熱材で覆うことにより供試体の温度が柱構造部材の内部温度履歴に近いものとなり、簡易断熱養生供試体で構造体コア強度と同等の結果が得られる。

い輸送管の選定であった。実際の施工に際しては、以降に示す水平管内圧力損失のデータを参考に、管内圧力を算出して輸送管のグレードを決定することとなるが、今回の圧送条件で Fc150N/mm² 級コンクリートの圧送が可能であることを確認した。

吐出量（圧送速度）と水平管内の圧力損失との関係を図-5に示す。同図には、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説」⁴⁾（以下、「ポンプ施工指針」と称す）において、普通コンクリートのスランブ 21cm の圧力損失である標準圧力損失値 (K) と、既往文献で報告されている鳴瀬ら⁵⁾ の Fc150N/mm² 級コンクリートの圧力損失値を併せて示す。実験の圧力損失は、水平2区間の平均値とした。圧送速度（吐出量）が大きいほど圧力損失が大きくなり、Fc150N/mm² 級コンクリートでは、標準圧力損失の約 18.5 倍になることが確認された。

鳴瀬らの実験値と比較すると、本実験で得られた圧力損失値はやや大きい傾向にあった。これは、鳴瀬らの実験で使用しているセメントが、低熱ポルトランドセメントに 15%以上のシリカフュームをプレミックスしたシリカフュームセメントであるため、本実験で使用したセメントよりシリカフュームの置換率が大きく、よりシリカフュームの粘性低減効果が発揮されたものと考えられる。

b. 圧送負荷の試算

圧力損失を標準値の 20 倍とし、ポンプ施工指針の算出式、式 (1) を用いて吐出量（圧送速度）15m³/h の場合における圧送負荷を求めた。配管条件と算出結果を表-7に示す。ここで、圧送負荷の算定開始点は、本実験で圧力計測を行ったポンプ車から 5.5m の位置とした。表-7に示す鉛直方向 10m+水平方向 50m の配管条件での圧送負荷は、7.6N/mm² で、ポンプ車から 5.5m の位置で計測された 8.0N/mm² より小さく、本条件での圧送が可能であることが確認された。Fc150N/mm² 級コンクリートの打設は低層階の柱部材に限られるため、実施工でのポンプ圧送は十分可能と考えられる。

$$P = K(L + 3B + 2T + 2F) + WH \times 10^{-3} \quad (1)$$

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: テーパー管の長さ (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重量 (kN/m³)

H: 圧送高さ (m)

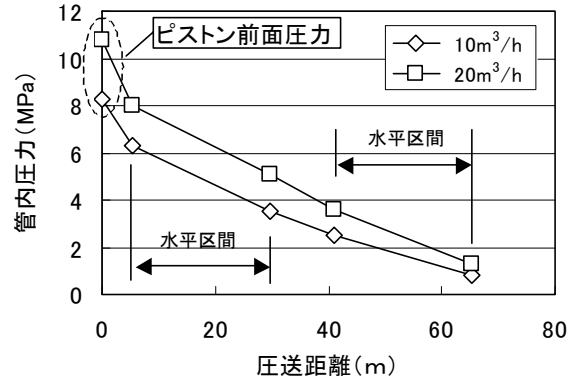


図-4 圧送距離と管内圧力の関係

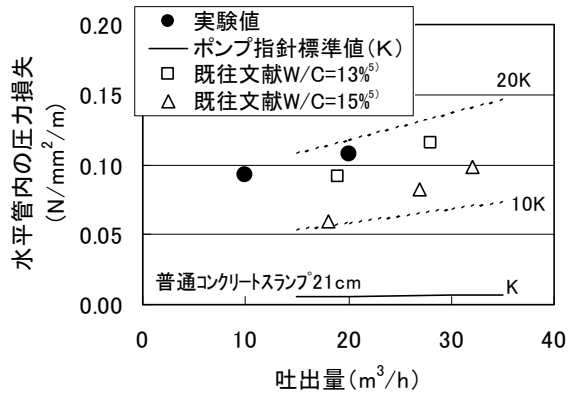


図-5 吐出量と水平管内の圧力損失の関係

表-7 圧送負荷の試算

項目		配管条件(入力値)	
水平配管の管内圧力損失 [吐出量 15m ³ /h の標準圧力損失 K 値 ²⁾ : 0.0054 N/mm ² /m]		0.108 N/mm ² /m =0.0054 N/mm ² /m × 20	
水平配管	直管(125A)の長さ	42 m	水平距離 50 m
	テーパ管(125A→100A)の長さ	1.0 m	
	フレキシブルホース(100A)の長さ	7.0 m	
ベント管の長さ		3.3 m = 1.65m × 2 本	
フレッシュコンクリートの単位容積重量		24.0 kN/m ³	
圧送高さ		10 m	

P 圧送負荷の計算値: 7.6 N/mm²

計算値 7.6 N/mm² < 測定値³⁾ 8.0 N/mm²

*2 ポンプ施工指針に示されている普通骨材・配管 125A および 100A におけるスランブ 21cm のコンクリート

*3 圧送速度 20m³/h におけるポンプ車から 5.5m の輸送管位置での圧力測定値

表-8 フレッシュコンクリート性状の比較

	出荷後 経過時間	フレッシュ	
		スランブ 70-(cm)	空気量(%)
現着荷卸	30 分	55.0 x 54.0	1.9
圧送後	10m ³ /h	60 分	57.0 x 56.0
	20m ³ /h	75 分	55.5 x 54.0
経時(荷卸)試験 ⁴⁾	90 分	54.5 x 53.0	1.8

*4 圧送を行っていない試料

c. フレッシュコンクリートの性状

圧送前後のフレッシュコンクリートの性状を表-8に示す。スランプフロー、空気量は圧送前（荷卸）とほぼ同じで、圧送による影響はみられなかった。

d. 圧縮強度

材齢 56 日の圧縮強度試験結果を図-6に示す。圧送後の圧縮強度は、圧送前（荷卸）とほぼ同じであった。また、構造体を模擬した簡易断熱養生供試体の圧縮強度は 172N/mm² であり、Fc150N/mm² を満足することを確認した。

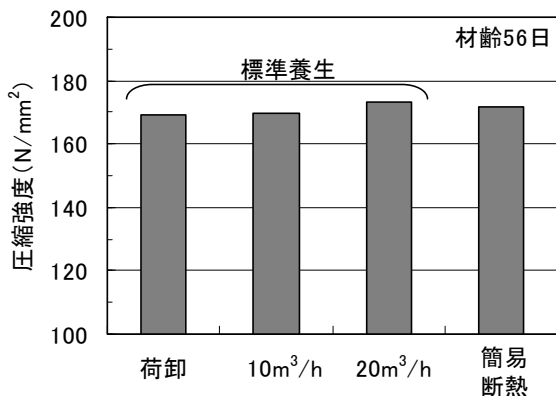


図-6 材齢 56 日の圧縮強度試験結果

4. まとめ

Fc150N/mm² 級高強度コンクリートのバケット打設実験とポンプ圧送実験から得られた結果を以下に示す。

- i. コンクリートホースを取付けたバケットからのコンクリート流下打込み時間は、1.0m³あたり 1.3 分で、4.0m³の柱部材の打設完了までに 25 分の時間を要する
- ii. バケット打設により、フレッシュコンクリートの空気量は微増したが、圧縮強度に大きな違いはみられない
- iii. ポンプ圧送における管内圧力損失は、日本建築学会「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説」で標準値として示されている普通コンクリートのスランプ 21cm、配管 125A の値の 18.5 倍であった
- iv. 実施工における Fc150N/mm² 級高強度コンクリートのポンプ圧送は十分可能である
- v. 圧送速度 20m³/h までの範囲においては、フレッシュコンクリート性状および圧縮強度に影響はみられない

5. あとがき

今回の施工実験により Fc150N/mm² 級高強度コンクリートは、バケットによる打設およびポンプ圧送ともに

可能であることが確認できた。現場の状況に応じて施工法の選択が可能となった。

バケット打設実験に際しては、高松一丁目工事所の関係各位の協力を得た。ポンプ圧送実験に際しては、関東宇部コンクリート工業(株)大井工場、同豊洲工場、日本圧送(株)、並びに、(株)フローリックの関係各位の協力を得た。ここに付記して感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 例えば 黒岩秀介、河合邦彦、小田切智明、嵐山正樹、「Fc130N/mm² の高強度コンクリートを用いた超高層集合住宅の施工」、コンクリート工学、Vol.42、No.10、pp.44-49、2004.10
- 2) 河野政典、起橋孝徳、吉本竜也、飯塚宏行、「Fc100N/mm² 高強度コンクリートの超高層集合住宅への適用」、奥村組技術研究年報、Vol.35、pp.125-130、2009.7
- 3) 起橋孝徳、河野政典、上西 隆、小竹琢雄、「Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの調査に関する研究—骨材種類や混和材料が圧縮強度や収縮に及ぼす影響—」、奥村組技術研究年報、Vol.34、pp.129-134、2008.7
- 4) 日本建築学会、「コンクリートポンプ工法施工指針・同解説」、2009.11
- 5) 鳴瀬浩康、石中正人、中瀬博一、藤井和俊、「設計基準強度 150N/mm² 級超高強度コンクリートのポンプ圧送性に関する実験的研究」、日本建築学会技術報告集、第 15 巻、第 30 号、pp.359-362、2009.6

フレキシブル免震の開発

Development of FLEXIBLE BASE-ISOLATION SYSTEM

舟木秀尊* 川井伸泰** 安井健治* 山上 聡*

要 旨

従来の免震構法の性能を更に向上させる技術として、「フレキシブル免震」を開発した。フレキシブル免震は、免震建物の揺れをセンサーで検知し、揺れに応じてダンパーの減衰特性をコンピュータ制御により切り換えるセミアクティブ免震システムである。本システムの性能を検証するために、外部から磁界をかけると減衰力が変化する MR 流体を用いた可変粘性ダンパーを採用し、振動実験を行った。その結果、免震層の応答変位を従来のパッシブ免震と同等に抑制しながら、建物の応答加速度を更に低減できることを確認した。また、振動実験の結果と MR ダンパーの特性を適切にモデル化した応答解析の結果は良く一致しており、制御手法と解析方法の妥当性を確認した。

キーワード：免震建物、セミアクティブ制御、可変粘性ダンパー、振動実験、応答解析

1. まえがき

免震構法は、地震時に建築物の応答が低減する技術として広く普及している。近年では、多種多様な免震装置が開発され、免震構法が実用化された当初は難しいとされた超高層や軟弱地盤上の免震建物も増えている。一方、長周期成分を含む大地震が発生した際に、これらの免震建物が大きく揺れて、地盤と建物間に生ずる変形量が増大することが懸念されている。この問題に対して、敷地条件の制約によって十分なクリアランスの確保が難しい場合には、変形量を抑制するためのダンパーを増設するなどして対応できる。しかし、免震建物の応答変位と応答加速度には、減衰係数を介してトレードオフの関係があるので、減衰係数を増やすことで変形量を抑制すると免震効果が低下する可能性がある。

このような課題に対応できる技術として、図-1に示すように、免震建物の揺れをセンサーで検知し、揺れに応じてダンパーの減衰特性をコンピュータ制御により切り換え、免震建物の応答変位や応答加速度を低減するセミアクティブ免震（以降、フレキシブル免震と呼ぶ）を開発した。本報では、フレキシブル免震の性能に関する検討として、流体に外部から磁界をかけると減衰力が変化する MR 流体を用いた可変粘性ダンパー（以下、MR ダンパーと称する）の単体実験と MR ダンパーを適用した免震模型による振動実験の結果、ならびに実在の免震建物を想定した質点系の解析モデルによる地震応答解析の結果について報告する。

2. フレキシブル免震システム

2.1 可変減衰ダンパー

セミアクティブ免震システムに用いられる一般的な減衰装置には、可変摩擦ダンパーや可変減衰ダンパー¹⁾がある。これらの装置は、指令信号に基づいて減衰力を調整することができる。本研究では、模型振動実験に用いる可変減衰ダンパーとして MR ダンパーを採用した。MR ダンパーは、制御信号により電流を入力すると、その電流に応じて減衰力を変化させることができる。

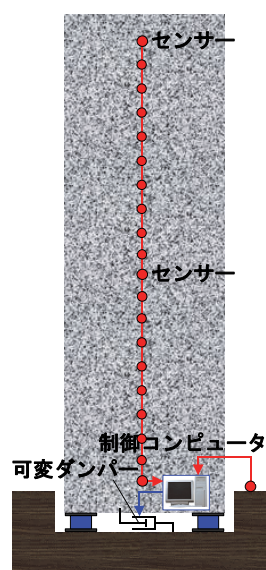


図-1 概念図

2.2 MR ダンパーの単体実験

実験に用いた MR ダンパーを図-2に、諸元を表-1に示す。本ダンパーは、3 A の電流を印加することで最大 0.8 kN の減衰力を発生させることができる。単体実験は、動的な载荷とし、MR ダンパーのピン両端部を加振装置と反力治具に設置して行った。また、MR ダンパーの減衰力の特性を把握するため、印加電流を実験パラメータ (0~3 A) とした。印加電流と減衰力の関係を図-3に示す。実験に用いた加振波は、正弦波 (0.67 Hz、±120 mm) であり、加振中の速度は一定でない。印加電流と減衰力には概ね比例関係があり、入力電流 1 A に対して 0.17 kN の減衰力が発生することを確認した。また、0 A と 3 A の STEP 信号を与えた三角波加振 (10 kine、±11.5 cm) におけるパソコンからの制御信号と MR ダンパーへの入力電流の関係を図-4に示す。制御信号に対する入力電流の反応は 0.05~0.10 秒の時間遅れがあり、MR 流体の流動抵抗と合わせて、制御信号から減衰力の発生までには遅れが生じている。

2.3 制御の方法

本研究におけるセミアクティブ制御則には、最適レギュレータ理論²⁾を用いた。質点系の運動方程式を MR ダンパーの減衰力を外力とすることで線形化し、最適レギュレータにより最適な外力を算出する。運動方程式は式(1)で与えられる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} + [F]\{u\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0 \quad \dots (1)$$

[M]: 質量行列、[C]: 減衰行列、[K]: 剛性行列、[F]: 制御力配置行列、{x}: 各層の相対変位、{u}: 制御力、 \ddot{y}_0 : 地動加速度

一方、評価関数 J を式(2)のように設定する。ただし、 α 、 β 、 γ は、それぞれ応答加速度、応答変位、制御力に対する重み行列である。

$$J = \int_0^{\infty} (\alpha(\ddot{x} + \ddot{y}_0)^2 + \beta \cdot x^2 + \gamma \cdot u^2) dt \quad \dots (2)$$

式(1)から得られるシステムの状態方程式を、地動加速度を外乱とみなし (形式的に $\ddot{y}_0 = 0$ とおく)、式(3)のように表す。

$$\dot{X} = AX + Bu \quad \dots (3)$$

次に、式(3)に対する評価関数 J を式(4)とする。ただし、 Q 、 S 、 R は、重み行列である。

$$J = \int_0^{\infty} (X^T Q X + 2X^T S u + u^T R u) dt \quad \dots (4)$$

ここで、式(3)、式(4)からなる最適レギュレータ問題を解いて最適操作量 u^* を求めると、式(5)となる。

$$u^* = -R^{-1}(B^T P + S^T) X \quad \dots (5)$$

ただし P は、式(6)のリカッチ方程式の解である。

$$P(A - BR^{-1}S^T) + (A - BR^{-1}S^T)^T P - PBR^{-1}B^T P + (Q - SR^{-1}S^T) = 0 \quad \dots (6)$$

ところで、セミアクティブ制御に用いる可変ダンパーは、免震装置の相対速度と同じ方向の力を発生できないので、実際の制御は式(7)に従って行われる。

$$u = \begin{cases} u^* & (u^* x \geq 0) \\ 0 & (u^* x < 0) \end{cases} \quad \dots (7)$$

なお、本研究において、可変ダンパーの減衰力をセミアクティブ制御とする際、2種類の制御方法について検討している。ひとつは、計算で得られた最適な制御力をそのまま発生できるセミアクティブ制御であり、これを無段階制御と称している。もう一つは、切り替え可能な減衰係数が2値である可変減衰ダンパーを想定し、計算で得られた最適な制御力が、設定された閾値よりも上回るか下回るかで2段階に減衰係数を切り替えるセミアクティブ制御であり、これを2値切り替え制御と称する。

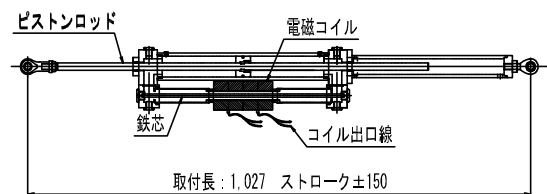


図-2 MR ダンパー

表-1 MR ダンパーの諸元

項目	内容
シリンダ内径	φ40 mm
ロッド径	φ14 mm
ストローク	±150 mm
最大減衰力	1 kN
コイル印加電流	3.0 A
コイル抵抗	14.6 Ω
コイルインダクタンス	40.4 mH
作動油	LOAD社 MRF-132DG

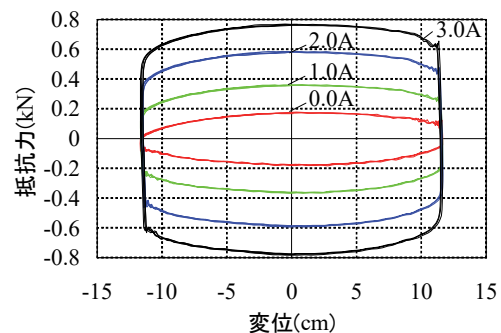


図-3 印加電流と減衰力の履歴特性

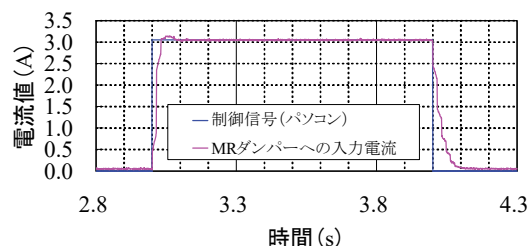


図-4 制御信号と入力電流の関係

3. 模型振動実験

3.1 実験の概要

フレキシブル免震の性能を検証するため、模型を用いた振動実験を行った。模型の概要を図-5に示す。模型は、各層のおもりをバネ鋼板で連結した3質点モデルと、スライドテーブルならびにコイルバネで造られる免震装置（固有周期 2.0 秒）により構成され、高さが約 2 m、重量は約 720 kg である。振動実験の状況を写真-1に示す。免震装置および MR ダンパーとも 1 方向の加振実験を想定した試験体である。実験では、振動台と模型各層の加速度、模型各層における層間変形量、免震装置の相対変位、MR ダンパーの減衰力、制御用パソコンからの指令信号を計測した。実験のパラメータは、MR ダンパーによる減衰係数の設定と入力地震波とした。

3.2 制御方法

振動実験におけるセミアクティブ制御のフローを図-6に示す。制御ゲインの算定において、各層毎の重み係数は同一とした。評価対象の重み係数は、制御モデルの複素固有値解析結果において、1 次固有周期を変えずに減衰定数が 25%となることを確認した。また、セミアクティブ制御は、上部構造の状態量（相対速度、相対変位）に応じて MR ダンパーに電流を与えた。最適制御力の計算に用いる相対変位と相対速度は、測定された各層の層間変形量をもとに算出した。なお、計算で得られた制御力と相対速度の方向が異符号の場合に対しては指令値をゼロとした。減衰力の切替えは、計算された最適制御力がそのまま得られるように指令する無段階制御と、閾値を設定して最適制御力が閾値よりも大きい小さいかによって 2 段階の減衰係数から選択する 2 値切替え制御の 2 ケースとした。

さらに、フレキシブル免震の効果を検証するために、パッシブ免震（減衰 5%、減衰 25%）の実験を行った。減衰 5%のパッシブ免震は MR ダンパーへの指令信号をゼロとした。減衰 25%では MR ダンパーを制御することによってパッシブ免震を模擬し、免震層の相対速度から減衰 25%の減衰係数に相当する減衰力を求め、その減衰力を得るための印加電流を指令信号として与えた。

3.3 入力地震波

振動台入力波は、2003 年十勝沖地震の札幌市内の建物における EW 方向観測波 70 gal（札幌波）と 2008 年岩手県内陸地震の KiK-net 一ノ関西における EW 方向観測波 600gal（一ノ関波）の 2 種類とした。入力加速度のレベルは、免震装置の応答変位が 10 cm 程度になるように設定した。加振波の応答スペクトルを図-7に示す。札幌波は免震装置の応答変位が大きくなる 1 次固有周期（2.0 秒）の成分を、一ノ関波は模型頂部の応答加速度が大きくなる 2 次固有周期（0.5 秒）の成分を多く含んだ入力波である。

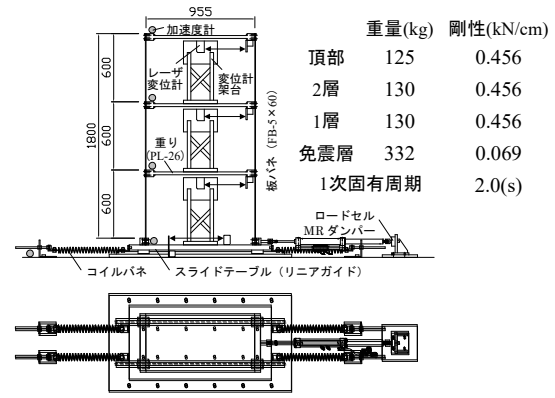


図-5 模型の概要

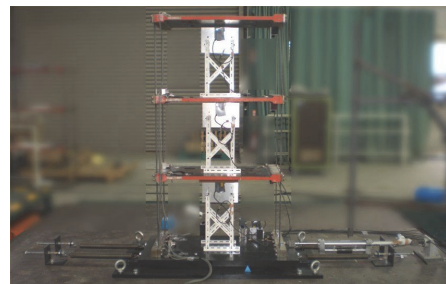


写真-1 振動実験の状況

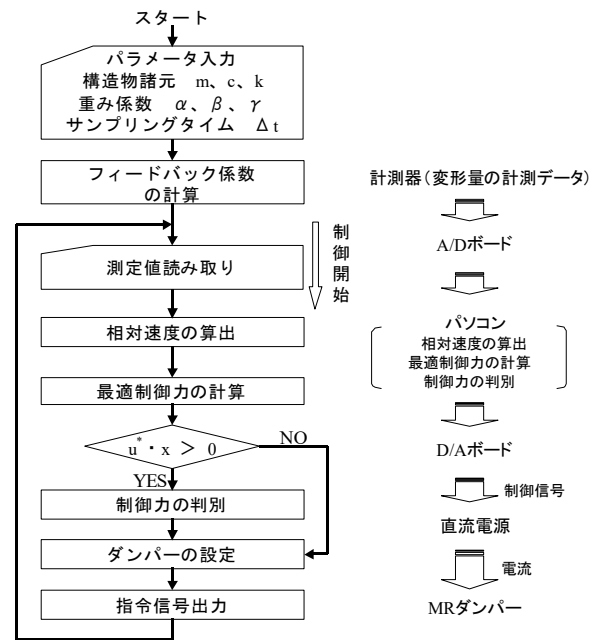


図-6 振動実験の制御フロー

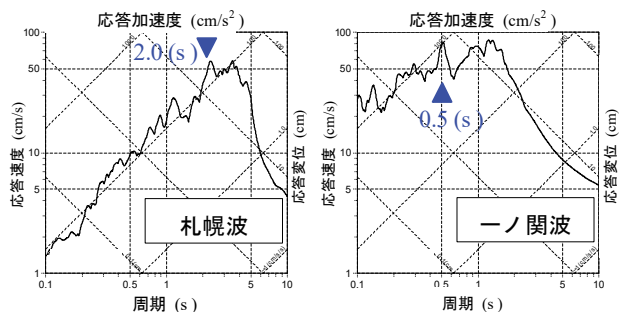


図-7 加振波の応答スペクトル

3.4 実験結果

パッシブ免震（減衰 5%、減衰 25%）とフレキシブル免震（無段階制御、2 値切替え制御）の比較として、模型頂部の最大応答加速度と免震装置の最大応答変位を図-8に示す。パッシブ免震では、札幌波における減衰 5%の応答変位が減衰 25%に比べて 2 倍近くになる一方、一ノ関波においては減衰 25%の頂部の応答加速度が減衰 5%に比べて 24%程度大きくなる。フレキシブル免震では、無段階制御と 2 値切替え制御とも応答変位は減衰 25%のパッシブ免震と同等に抑制している。また、頂部の応答加速度を比較すると、札幌波と一ノ関波の双方において無段階制御のフレキシブル免震の応答がパッシブ免震も含めて最も小さい。特に免震 2 次固有周期に近い成分を多く含む一ノ関波では、無段階制御のフレキシブル免震の応答加速度が減衰 25%のパッシブ免震に比べて 20%程度低減されており、制御の効果が表れている。2 値切替え制御のフレキシブル免震では、無段階制御ほどではないがパッシブ免震よりも応答変位と応答加速度をバランス良く低減している。

一ノ関波における頂部の応答加速度のフーリエスペクトルを図-9に示す。減衰 25%のパッシブ免震では免震 2 次固有振動数(1.9Hz)の成分が励起されているが、フレキシブル免震ではこれが抑制されており、最大応答値を低減する要因となっている。一ノ関波における時刻歴応答波形を図-10に示す。MR ダンパーの減衰力が制御信号により刻々と可変している状況が確認できる。これらの結果から、無段階制御および 2 値切替え制御のフレキシブル免震が、免震層の応答変位を従来のパッシブ免震と同等に抑制しながら、建物の応答加速度を更に低減できることを確認した。

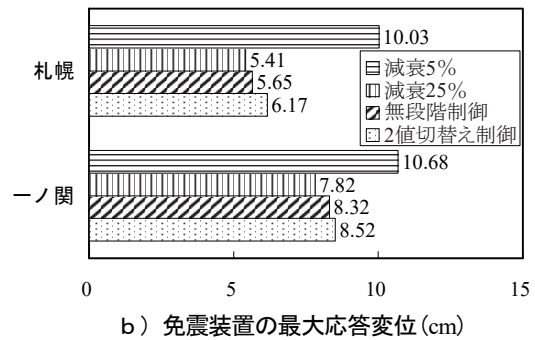
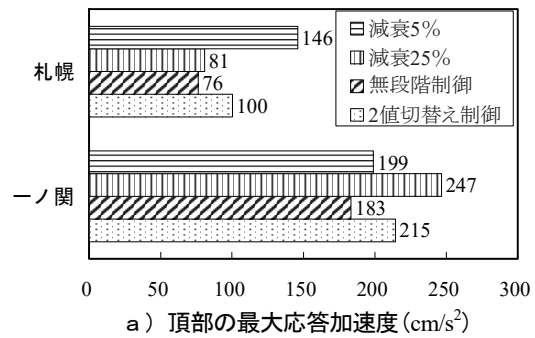


図-8 最大応答値の比較

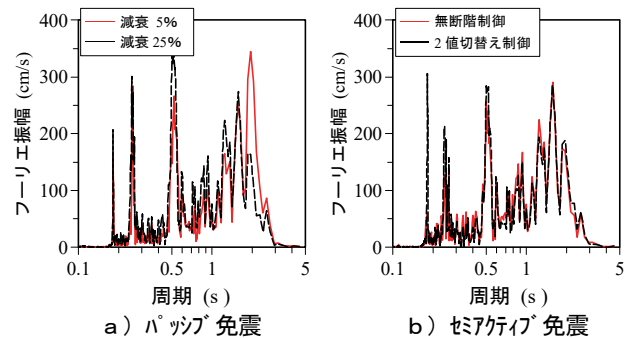


図-9 頂部の応答加速度のフーリエスペクトル

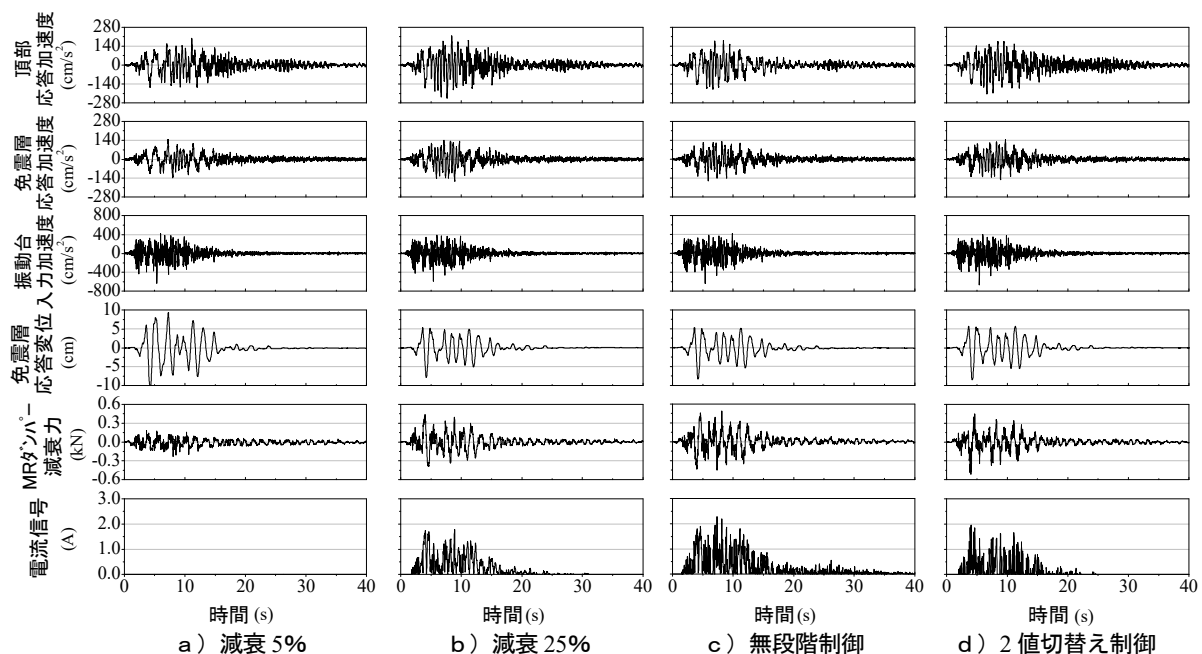


図-10 時刻歴応答波形（一ノ関波）

3.5 解析値との比較

模型振動実験を対象として地震応答解析を行った。解析モデルを図-11に示す。また、振動模型と解析モデルの比較として、入力波をランダム波とした頂部の応答加速度におけるフーリエスペクトル比を図-12に示す。解析モデルの固有振動数は、振動模型と概ね一致している。免震層のダッシュポットとして設定した減衰モデルを図-13に示す。パッシブ免震では、減衰5%と減衰25%に相当する減衰係数を設定した。フレキシブル免震では、最適制御力そのまま発揮できる無段階制御と、最適制御力に対して減衰係数を2種類(減衰5%、減衰25%)から選択される減衰2値切替え制御とした。減衰2値切替えのモデル化について図-14に示す。実験と同様に、計算によって求められた最適制御力と免震層速度の関係が設定した閾値(減衰係数20%相当)よりも大きければ減衰25%に、小さければ減衰5%の減衰係数に切り替えるモデルとした。

解析結果と実験結果を比較して、無段階制御のフレキシブル免震におけるダンパー減衰力と速度の関係を図-15に示す。解析結果は実験結果と良く対応しており、入力波によらずダンパー速度に対する減衰力の変化を再現できている。次に、ダンパー減衰力と免震層変形の関係を図-16に示す。解析結果は、札幌波および一ノ関波とも実験結果の履歴曲線と概ね一致している。時刻歴応答波形の実験値と解析値について、無段階制御のフレキシブル免震における札幌波の結果を一例として図-17に示す。時刻歴応答波形の解析結果は、実験結果の波形および最大値を再現しており、制御ゲインの設定に用いた解析モデルとそのゲインを用いた制御の妥当性を確認できた。さらに、減衰2値切替え制御のフレキシブル免震について、一ノ関波の応答値を比較して図-18に示す。減衰2値切替え制御の解析モデルについても実験値と対応し、想定通りの履歴特性を示していることから、解析方法の妥当性が確認できた。

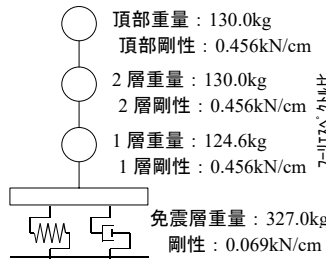


図-11 解析モデル

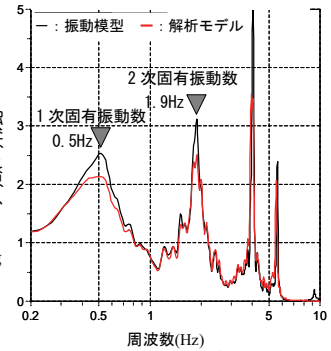


図-12 フーリエスペクトル比

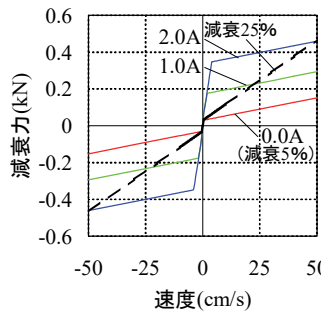


図-13 減衰モデル

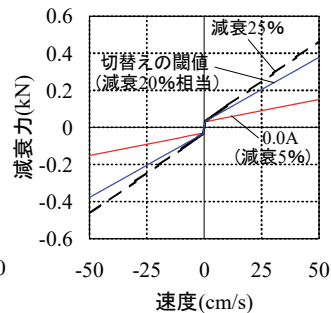
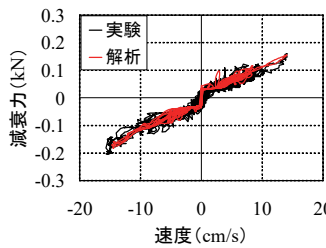
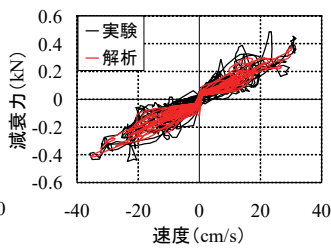


図-14 減衰2値切替え

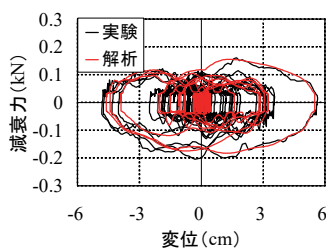


a) 札幌波

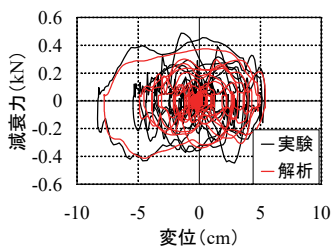


b) 一ノ関波

図-15 ダンパー減衰力と速度の関係(無段階制御)



a) 札幌波



b) 一ノ関波

図-16 ダンパー減衰力と免震層変形の関係(無段階制御)

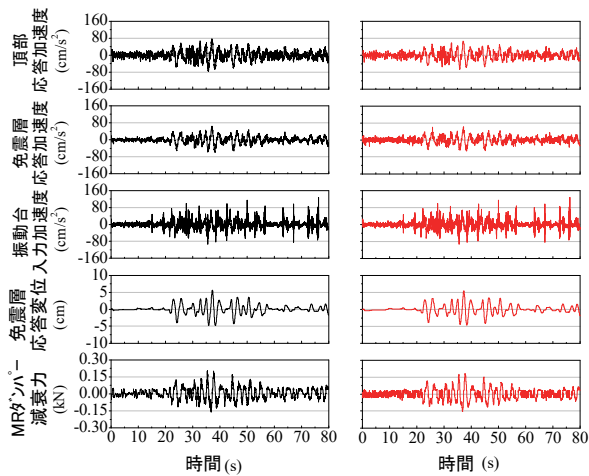
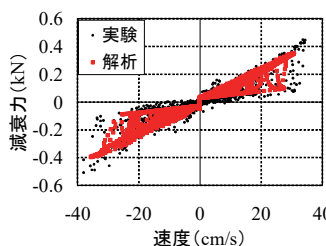
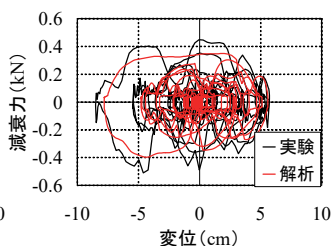


図-17 実験値と解析値の時刻歴応答波形(無段階制御、札幌波)



a) 減衰力-速度



b) 減衰力-変位

図-18 減衰2値切替え制御の応答比較(一ノ関波)

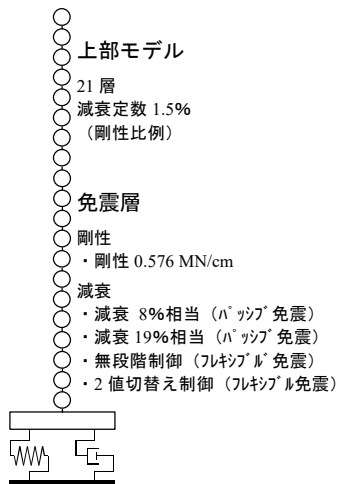


図-19 解析モデルの概要

表-2 モデルの諸元

	層質量 W_i (t)	せん断剛性 K (MN/cm)
21層	1503	36.4
20層	901	31.8
19層	898	30.9
18層	897	30.8
17層	897	30.8
16層	904	30.9
15層	904	31.2
14層	904	32.5
13層	904	35.2
12層	904	35.5
11層	904	35.6
10層	904	35.7
9層	904	35.8
8層	904	35.9
7層	904	36.1
6層	904	37.3
5層	904	38.9
4層	904	40.8
3層	907	51.5
2層	1149	78.5
1層	1957	0.576

4. シミュレーション解析

実際の免震建物を参考にして、鉄筋コンクリート造の免震建物（21層、高さ70m）をモデル化し、シミュレーション解析を行った。解析モデルの概要を図-19に、モデルの諸元を表-2に示す。入力波は前述の札幌波と、2004年新潟県中越地震のK-NET小千谷におけるEW方向観測波（小千谷波）の2種類とした。小千谷波は、解析モデルの2次固有周期(0.71秒)の成分を多く含んだ入力波である。解析パラメータは、パッシブ免震（減衰8%、減衰19%）とフレキシブル免震（無段階制御、2値切替え制御）とした。

シミュレーション解析の結果について、免震層の減衰力と速度の関係を図-20に、応答値比較を図-21に示す。フレキシブル免震の2値切替え制御に用いる減衰係数の閾値は、減衰17%相当に設定している。減衰力と速度の関係から、フレキシブル免震における減衰力の切り替えは、札幌波に対しては地震中の殆どにおいて減衰力が大きくなるように制御し、小千谷波に対しては応答加速度を低減するために減衰力を頻繁に切り替えていることが確認できた。また、フレキシブル免震では、パッシブ免震に比べて免震層の応答変位を抑制しつつ、上部構造の応答加速度を低減した。

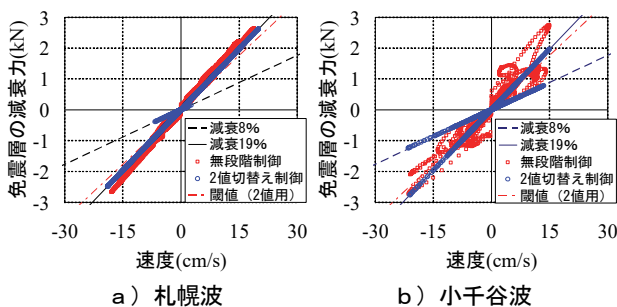
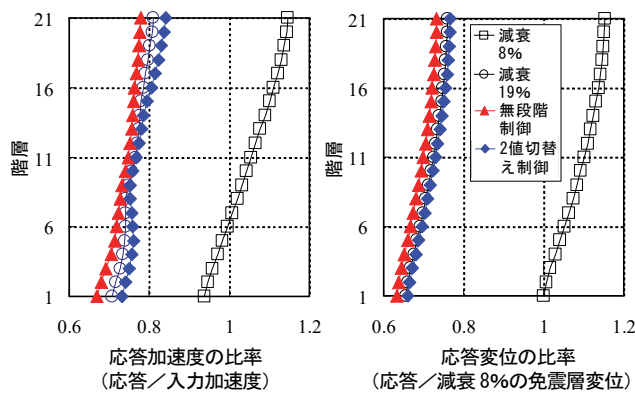
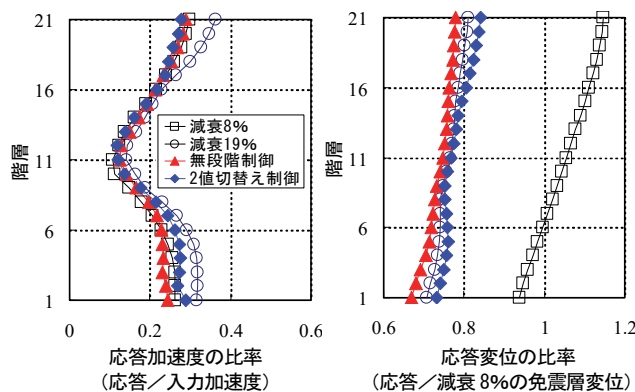


図-20 減衰力と速度の関係



a) 札幌波



b) 小千谷波

図-21 シミュレーション解析の応答値比較

5. まとめ

パッシブ免震とフレキシブル免震について、模型振動実験とそれを再現した応答解析を行い、応答性状を比較した。その結果、最適レギュレータ理論に基づくフィードバック制御を用いたフレキシブル免震は、免震層の応答変位を従来のパッシブ免震と同等に抑制しながら、建物の応答加速度を更に低減できることを確認した。また、実験と解析結果は良く一致しており、制御方法と解析方法の妥当性が確認できた。

6. あとがき

今回の実験により、MRダンパーを用いたセミアクティブ免震についての性能を検証することができた。今後は、可変減衰オイルダンパーを使用したセミアクティブ免震システムについても検討していきたい。

【参考文献】

- 1) 佐藤栄児、藤田隆史「MR流体を用いた可変粘性ダンパーによる建築構造物のセミアクティブ免震」、日本機械学会論文集(C編)、72巻、717号、pp.24-30、2006.5
- 2) 杉本博史、安倍勇、早川邦夫、安井健治、舟山勇司「セミアクティブ制御に関する研究(その3. 制振装置および制御方法)」、日本建築学会学術講演梗概集、pp.1113-1114、1991.9

奥村組接着式耐震補強工法の開発

— その 2 接着接合による有開口タイプ耐震補強壁の水平加力実験 — **Seismic Strengthening Methods by Shear Walls with Adhesive Joints** **- Part 2 Horizontal Loading Tests of Seismically Retrofitted Shear Walls with an** **Opening Using Epoxy Resin Joints -**

岸本 剛* 平松一夫** 服部晃三***

要 旨

奥村組接着式耐震補強工法は、あと施工アンカーが不要な当社独自の耐震補強工法で、「超高強度繊維補強コンクリートブロック工法」および「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」の 2 つの工法がある。これらの工法は、無開口を対象としており、開口周りの応力伝達方法や補強方法を確立していないため、開口を設けることは適用範囲外であった。今回、「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」を通路開口がある場合にも適用できるように、開口周りを補強するディテールを考案し、開口位置、上下梁の形状などを因子とした縮尺率 1/2 の水平加力実験を行った。その結果、開口周りを補強した開口タイプの耐震補強壁は、周辺柱とプレキャストコンクリート板袖壁の終局強度を累加した強度計算式を用いてせん断終局強度を評価できること、耐震補強工法として有効であることがわかった。

キーワード：耐震補強、エポキシ樹脂、鋼板ブレース、プレキャスト板、有開口壁

1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の既存建物の耐震補強工法として、あと施工アンカーを使用しない、居ながら施工が可能な工法が注目されている。奥村組接着式耐震補強工法は、あと施工アンカーが不要な当社独自の耐震補強工法で、「超高強度繊維補強コンクリートブロック工法」および「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」（以下、「鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法」と称す）の工法がある。これらの工法が適用された補強壁は、耐震補強壁として有効であることが、構造実験より確認されている¹⁾。しかしながら、これらは耐震補強壁に開口を設けない場合を対象としているため、開口を設ける場合には開口周りの応力伝達方法や耐力評価方法を検証する必要があった。

そこで今回、2 つの工法のうち、「鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法」を通路開口がある場合にも適用できるように、連結プレート等の開口周りを補強するディテールを考案した。そして、開口位置、上下梁の形状などを因子とした耐震補強壁の水平加力実験を行い、構造性能を検証した。本報では、開口を有する耐震補強壁の構造実験および設計法について報告する。

2. 工法の概要

図-1 に「鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法」の有開口タイプ（以下、「本工法」と称す）の概要を示す。本工法は、既存骨組の内側に鋼板ブレースを内蔵した PCa 板を現場で組み立て、耐震補強壁を構築する工法である。鋼板ブレースは、コンクリート内にあるため圧縮時の座屈が拘束されるので、引張力のみならず圧縮力に対しても有効に作用する。

開口の位置により、PCa 板による耐震補強壁がスパンの両側の柱に取り付く場合（中央開口タイプ、図-1 (a)）と、片側の柱にのみ取り付く場合（柱際開口タイプ、図-1 (b)）とがある。また、中央開口タイプの場合、開口左右の耐震補強壁の長さが異なる場合も考えられる。開口は、下部梁上端から上部梁下端までの高さとし、開口左右の耐震補強壁間の開口部上下には、耐震補強壁がすべることによる耐力低下を防止する目的で、連結プレートを耐震補強壁間を結ぶように設置する。

また、PCa 板相互は、鋼板ブレースの四隅で添板と高力ボルトを用いて接合し、その接合部分と PCa 板間の目地部には無収縮モルタルを充填する。PCa 板の既存骨組と接する面および開口際鉛直面には、鋼板を設置して、スタッドボルトにより PCa 板のコンクリートと一体化させる。PCa 板および連結プレートと既存骨組の間にエ

*技術研究所 **東日本支社建築設計部 ***西日本支社建築設計部

ポキシ樹脂を注入し、接着する。

3. 実験概要

3.1 試験体概要

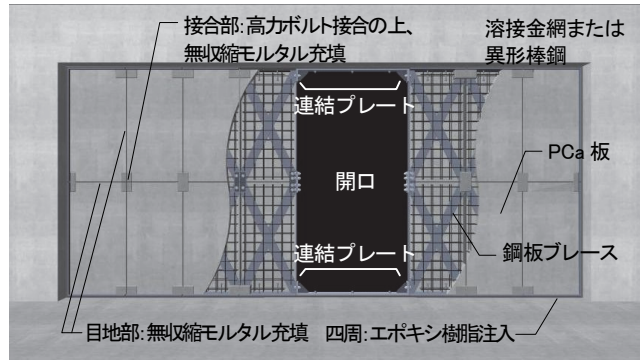
表-1 に試験体諸元を、図-2 に試験体の既存骨組の形状と配筋の一例を、図-3 に PCa 板の組立詳細を示す。試験体は、実大の約 1/2 スケールの 1 層 1 スパン、柱と補強壁で構成される架構とし、PCa 板の枚数 (6 枚、8 枚) および開口位置 (中央、柱際)、上下梁の形状を実験因子とした 4 体である。

No.6 と No.6A はスパンの中央に開口を、No.7 と No.8 は柱際に開口を有するタイプである。No.6 と No.8 で開口位置の違いによる耐力および変形性能の差を、No.6、No.7、No.8 では片側柱に取り付く PCa 板の枚数の違いによる耐力の差を把握する。また、No.6 と No.6A では開口上下梁の曲げ変形が耐震補強壁の耐力および変形性能に与える影響を把握する。そのため、No.6A は、PCa 板の形状・枚数を No.6 と同じとし、上下梁を剛な梁ではなく、実建物で想定される断面せいを有する梁とした。梁の耐力は、PCa 板の破壊が梁のせん断破壊または曲げ破壊とほぼ同時に生じるように設定した。

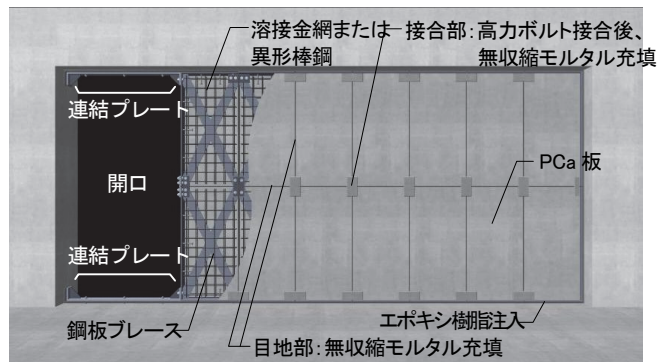
PCa 板は、各試験体共通で、鋼板ブレースおよび頭付スタッドを溶接した外周部プレートと鋼板ブレースの座屈防止のためのコンクリートにより構成される。配筋は D4@90 ダブル (縦横) である。全試験体とも PCa 板の

表-1 試験体諸元

試験体	No.6	No.6A	No.7	No.8
開口位置	中央		柱際	
PCa板枚数	8枚(左壁4枚、右壁4枚)		右壁6枚	右壁8枚
柱諸元	B×D=250×250(mm) 主筋 12-D13(SD345)、横補強筋口-D4@70(SD295A)			
上梁 (B×D)	350×400(mm) 主筋:4-D22(SD345) 横補強筋:2-D13@120(SD295A)	250×300(mm) 主筋:4-D19(SD345) 横補強筋:3-D10@150(SD295A)	同 No.6	
下梁 (B×D)	400×600(mm) 主筋:4-D22(SD345) 横補強筋:2-D13@120(SD295A)	250×300(mm) 主筋:4-D19(SD345) 横補強筋:4-D10@100(SD295A)	同 No.6	
PCa板諸元	形状:幅300mm×高さ503mm×厚さ60mm、ブレース:PL-3.2×45(材質SS400)、外周部プレート:PL-9×60(材質SS400)、スプライスプレート:中央部PL-3.2、上下・柱際部PL-6、補強筋:D4@90、スタッド:D10			
連結プレート	PL-9×60(SM490) PL-12×60(SM490) PL-12×80(SM490)			
導入軸力	359kN(N=0.1BDσ _B ×2)			



(a) 中央開口タイプの場合



(b) 柱際開口タイプの場合

図-1 工法の概要

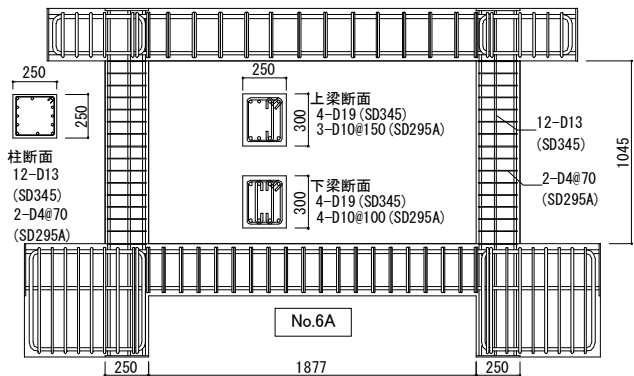


図-2 既存骨組の形状と配筋

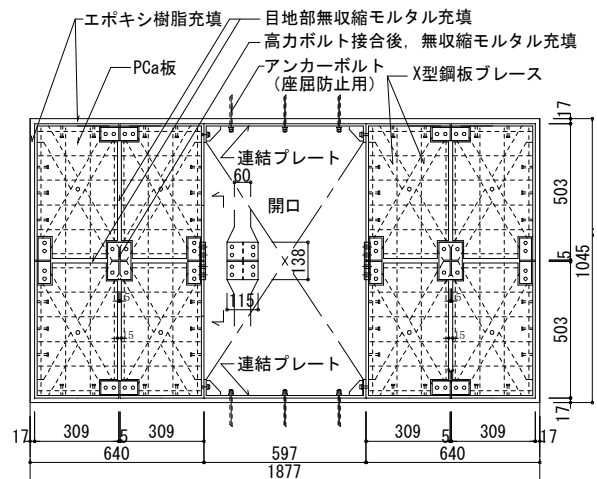


図-3 PCa 板の組立詳細

厚さ(60mm)、鋼板ブレースの大きさ(厚×幅:3.2mm×45mm SS400)、外周部プレートの大きさ(厚×幅:9mm×60mmSS400)は同じである。隣り合う PCa 板間は、鋼板ブレースの先端を添板と高力ボルトで接合した。また、PCa 板間の約 15mm の隙間に無収縮モルタルを充填した。開口部の上下には、PCa 板間または PCa 板と既存柱間を結ぶ連結プレートを配置した。連結プレートは、既存骨組にあと施工アンカーで固定し、既存骨組との間にはエポキシ樹脂を注入した。

3.2 使用材料

PCa 板には軽量コンクリート(1種)を用いた。コンクリート、鉄筋、鋼板、無収縮モルタル、エポキシ樹脂の材料試験結果を表-2に示す。既存骨組と PCa 板を低粘度形エポキシ樹脂により接着した。

3.3 実験方法

図-4に示すよう、各左右柱に一定軸力($N_c=0.1 \cdot \sigma_B \cdot A_c$ 、 σ_B :柱コンクリートの圧縮強度、 A_c :各柱の断面積)を載荷した状態で、水平方向に正負交番繰り返し載荷を行った。加力スケジュールは層間変形角で(1、2、4、6、8、10)×10⁻³radを2サイクルずつ繰り返し、その後、正方向へ片押しする計画とした。

4. 実験結果

4.1 最終破壊性状

各試験体の最終破壊状況を写真-1に示す。上下梁が剛である No.6、7、8 では、いずれの試験体も $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad までに PCa 板間相互の目地部および PCa 板にひび割れが発生し、 $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad 時にブレースが引張降伏を始めた。その後、柱横補強筋・柱主筋が降伏し、最大耐力に達した。最大耐力付近では、既存骨組と PCa 板間のエポキシ樹脂が割れ、耐力が低下する現象が見られた。その後、No.6 では、柱のせん断ひび割れの拡大、連結プレートの曲がり、アンカーボルトの破断、PCa 板間の無収縮モルタルの剥落が見られたが、大きな耐力低下はなかった。一方、No.7、8 では、引張側柱の柱頭部せん断ひび割れと、圧縮側柱のせん断ひび割れと付着ひび割れが拡大し、PCa 板の圧壊を経て徐々に耐力が低下した。 $R=10 \times 10^{-3}$ rad 以降は、連結プレートに曲がりが生じたが、アンカーボルトの破断や連結プレート部でのすべり変形などは見られなかった。PCa 板に生じたせん断ひび割れは、正負加力による大きな違いは見られなかった。

また、上下梁が剛ではない No.6A では、No.6 と同様に $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad までに PCa 板間相互の目地部および PCa 板にひび割れが発生した後、 $R=5.4 \times 10^{-3}$ rad 時に衝撃音と共に引張側柱脚部において既存骨組-PCa 板間のエポキシ樹脂が割れ、耐力が低下した。その後、柱横補強筋・柱主筋の降伏、引張側柱頭部および圧縮側柱脚部

表-2 材料試験結果

(a)コンクリート

部位	設計基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度 σ_{bc} (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 $\epsilon_{co}(\times 10^{-3})$	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	
既存骨組	普通コン	21	28.7	2.22	21.5	2.67
PCa板	軽量コン(1種)	24	33.8	2.65	19.2	1.96

(b)鉄筋

使用箇所	鉄筋		降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	降伏ひずみ $\epsilon_y(\times 10^{-3})$	伸び (%)
	呼び名	種類				
PCa板補強筋・柱横補強筋	D4	SD295A	334	538	1.63	23
PCa板スタッド	D10	SD295A	364	493	1.78	29
柱主筋	D13	SD345	387	560	1.89	27
梁横補強筋	D10	SD295A	352	491	1.72	29
梁主筋	D19	SD345	356	554	1.74	22

(c)鋼板

使用箇所	プレート		降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	降伏ひずみ $\epsilon_y(\times 10^{-3})$	伸び (%)
	厚	種類				
ブレース材、中央部SPL	PL-3.2	SS400	298	461	1.45	34
上下水平部、鉛直部SPL	PL-6		309	452	1.51	36
PCa板外周部プレート	PL-9		317	490	1.55	40
連結プレート	PL-9	SM490	394	564	1.92	36
	PL-12		372	554	1.81	40

(d)無収縮モルタル

圧縮強度 σ_{BU} (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 $\epsilon_{co}(\times 10^{-3})$	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)
37.3	4.03	16.7	2.30

(e)エポキシ樹脂

圧縮強度 (N/mm ²)
116.0

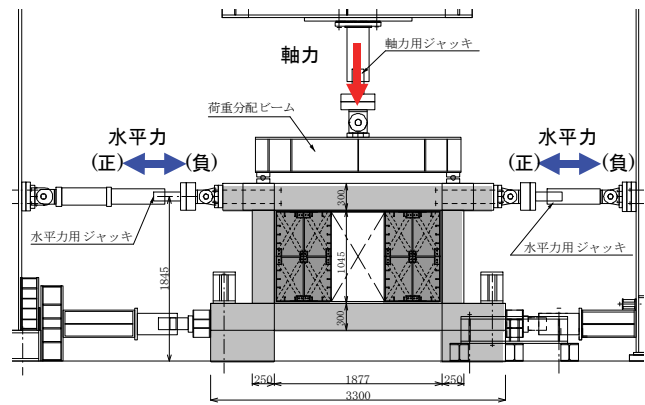


図-4 加力装置の概要

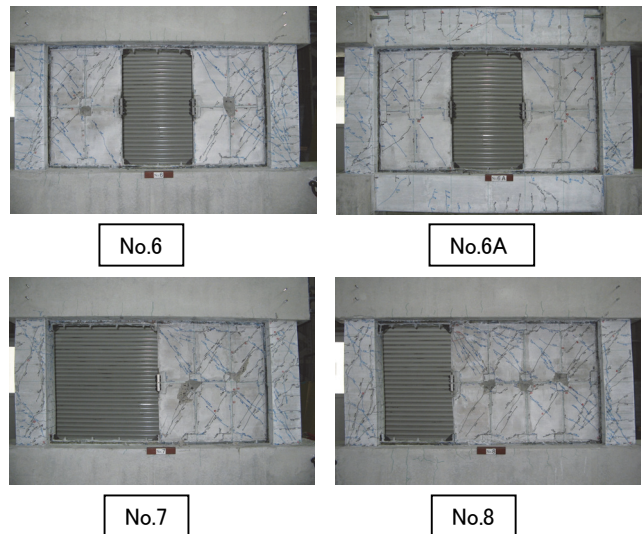


写真-1 最終破壊状況

のせん断ひび割れの拡大、連結プレートの曲がり、アンカーボルトの破断を生じたが、No.6と同様に大きな耐力低下は認められず、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降も耐力は増加し、 $R=24 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力に達した。PCa板に発生したひび割れはNo.6に比べ少なく、PCa板の損傷はせん断ひび割れが発生した程度であり、PCa板のコンクリートの圧壊および無収縮モルタルの剥落は生じなかった。

4.2 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

各試験体のQ-R関係を図-5に示す。図中の $w_{Q_{su1}}$ ～ $w_{Q_{su3}}$ は4.5節に示す耐震補強壁を有する架構の終局強度計算値である。各試験体が最大耐力に達する時の層間変形角は、No.6とNo.8では $R=8.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、No.6Aでは $R=24 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、No.7では $R=5.9 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。各試験体とも、最大耐力以降も大きな耐力低下はなかった。また、No.7、No.8は柱際開口の試験体であるが、Q-R関係において正負加力での大きな差は見られなかった。なお、No.6Aの最大耐力はNo.6に対し0.8倍程度であった。また、架構内のPCa板総枚数が同じNo.6と

No.8では同様のQ-R関係を示しており、開口位置の違いによる差は見られなかった。

4.3 層間変形角(R)－鋼板ブレース降伏率関係

図-6にNo.6～8の層間変形角(R)と鋼板ブレース降伏率の関係を示す。ここで、鋼板ブレース降伏率とは、試験体の降伏ひずみに対する各鋼板ブレースのひずみの割合を左右の各耐震補強壁毎に平均した値と定義した。また、ここでは図-7に示すように、加力方向との位置関係から耐震補強壁を柱に取り付く袖壁とみため、それぞれを圧縮袖壁(袖壁が柱に対して圧縮側)、引張袖壁(袖壁が柱に対して引張側)と定義している。なお、ひずみは鋼板ブレースに貼り付けたひずみゲージにより計測した値を用いた。

図-6より、PCa板の枚数に関わらず、鋼板ブレースの降伏率は圧縮袖壁より引張袖壁の方が小さい結果であった。また、上下梁が剛であるNo.6～8の最大耐力時のブレース降伏率は、圧縮袖壁が0.7～0.8程度、引張袖壁が0.4～0.6程度であった。

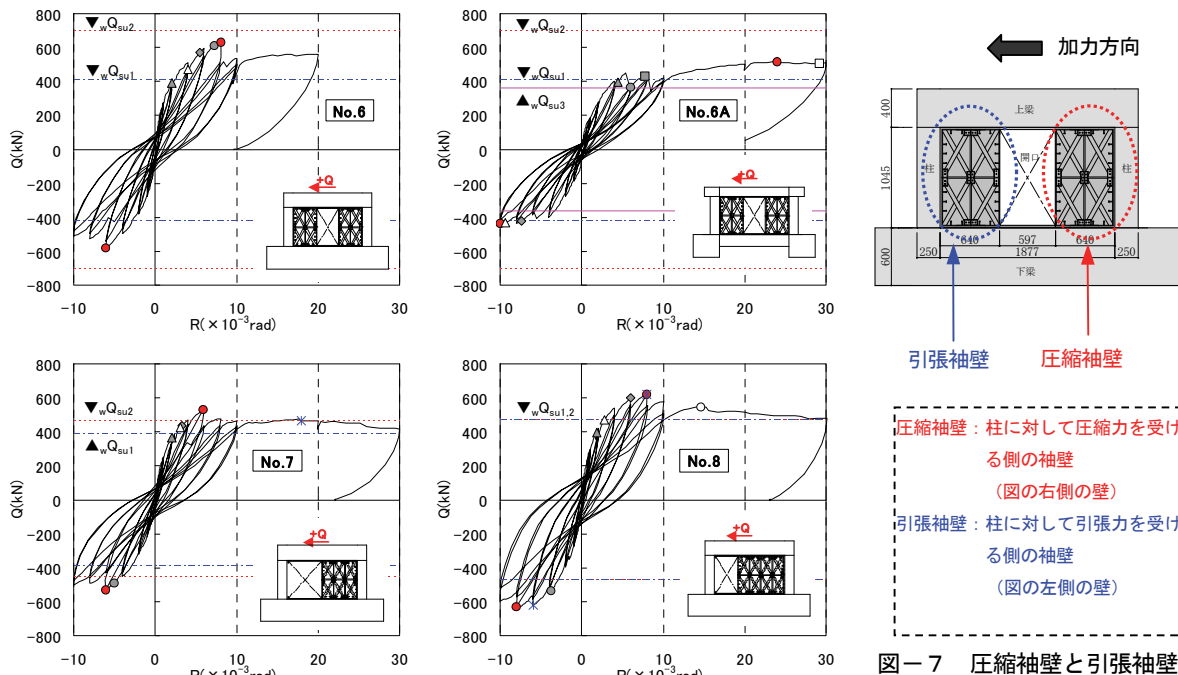


図-7 圧縮袖壁と引張袖壁

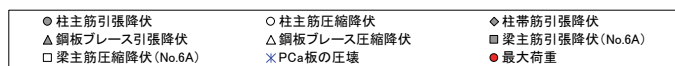


図-5 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

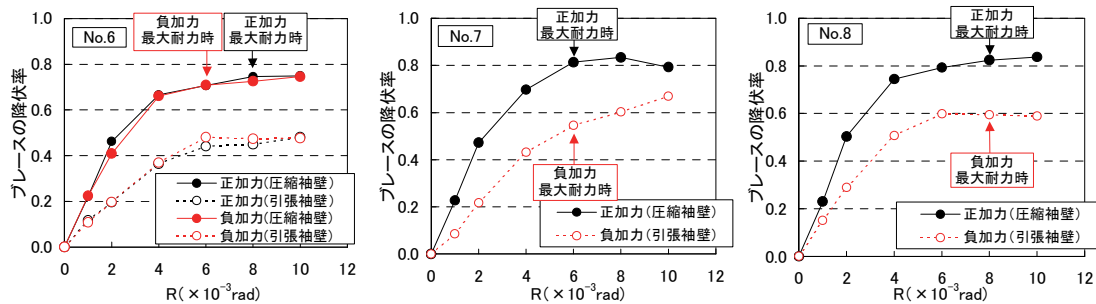


図-6 層間変形角(R)－ブレース降伏率関係

また、**図-8**には無開口タイプ¹⁾の試験体(No.4、5)も含めた各試験体の架構の内法長さ(L_o)に対するPCa板袖壁の長さ(L_{pca})の比(L_{pca}/L_o)と最大耐力時における鋼板ブレース降伏率の関係を示す。同図より、袖壁長さ比に関わらず圧縮袖壁より引張袖壁の方が鋼板ブレース降伏率は小さく、また、袖壁長さ比が大きくなるにつれ降伏率が増加する傾向が見られた。これらのことから設計では、圧縮袖壁、引張袖壁ごとに袖壁長さ比に応じた鋼板ブレース降伏率を(1)式、(2)式に示すように直線近似し、それを鋼板ブレース強度有効率(φ₁)として評価することとした。

圧縮袖壁 φ₁ = 0.15 · (L_{pca}/L_o) + 0.65 (1)

引張袖壁 φ₁ = 0.52 · (L_{pca}/L_o) + 0.28 (2)

φ₁ : 鋼板ブレース強度有効率

L_{pca} : PCa板袖壁の長さ、L_o : 架構の内法長さ

4.4 連結プレートのひずみ

No.6、8試験体の連結プレートに生じた最大ひずみの降伏ひずみに対する比率(ε/ε_y)と層間変形角(R)との関係(正加力時)を**図-9**に示す。図中には、ゲージ貼付位置(R1~R4)を併せて示す。ゲージは各連結プレート上に等間隔に2点貼り付けた。連結プレートのひずみは、各測定位置によりばらつきはあるものの、層間変形角の増大とともに圧縮ひずみが増大しており、連結プレートには圧縮力が作用している。架構の最大耐力時の連結プレートの最大ひずみは降伏ひずみに対し、No.6で30~40%、No.8で30%であった。なお、片側袖壁のNo.8では、圧縮ストラットの作用位置に最も近い位置に貼り付けたゲージでひずみが最も大きくなっており、圧縮ストラットによる水平力が連結プレートに伝達されていた。

4.5 最大耐力の評価

a. 終局強度式

有開口タイプ鋼板ブレース内蔵PCa板工法による耐震補強壁の終局強度(w_{Qsu})は、文献2)を参考にして(3)~(6)式に示すように周辺柱の終局強度(Q_c)とPCa板袖壁の終局強度(Q_T)を累加して算出した。

耐震補強壁の破壊モードとして、**図-10**に示すようにPCa板袖壁自体がせん断破壊する場合や水平接合部がすべり破壊する場合は考えられる。また、**図-11**に示すように既存梁のせん断強度や曲げ強度が小さい場合、既存梁がPCa板より先に破壊する場合も考えられる。ここでは、どれか一つの破壊が生じれば、その時点でもPCa板袖壁の終局強度とした。すなわち、PCa板袖壁の終局強度(Q_T)は、PCa板袖壁自体の終局強度(Q_{T1})、PCa板袖壁と既存梁との接合部すべり強度(Q_{T2})、PCa板袖壁に先行して上下既存梁が破壊する場合のPCa板袖壁負担水平力(Q_{T3})の最小値として評価した。

w_{Qsu} = min(w_{Qsu1}, w_{Qsu2}, w_{Qsu3}) (3)

w_{Qsu1} = Σ(Q_c + Q_{T1}) (4)

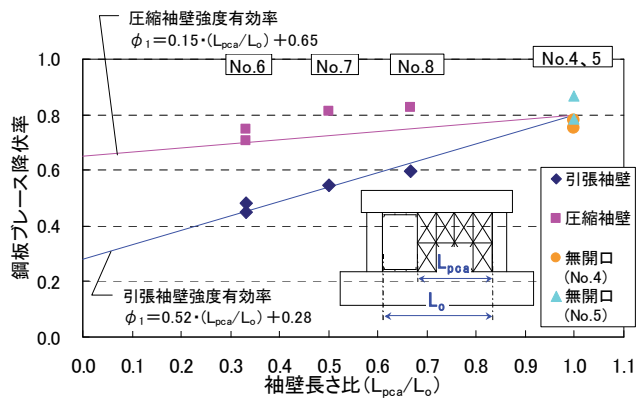


図-8 袖壁長さ比-鋼板ブレース降伏率関係

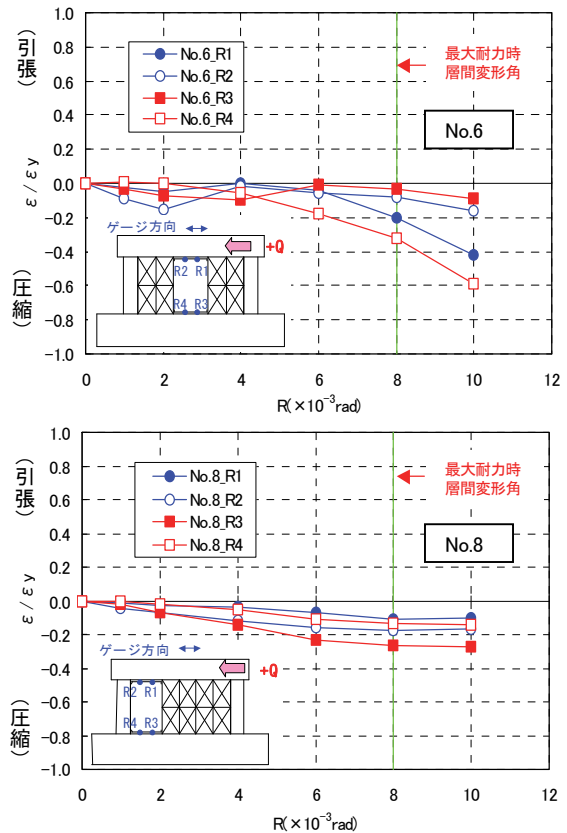


図-9 層間変形角(R) - ε/ε_y関係

w_{Qsu2} = Σ(Q_c + Q_{T2}) (5)

w_{Qsu3} = Σ(Q_c + Q_{T3}) (6)

Q_{T1} : PCa板袖壁の終局強度

Q_{T2} : PCa板袖壁と既存梁との接合部すべり強度

Q_{T3} : PCa板袖壁に先行して上下既存梁が破壊する場合のPCa板袖壁負担水平力

PCa板袖壁自体の終局強度(Q_{T1})は、PCa板1枚のせん断強度に、袖壁を構成する水平方向の数を乗じて求めた(7)式。また、PCa板1枚のせん断強度は、鋼材ブレース負担分(右辺1項)とコンクリート負担分(右辺2項)の和として求めた(8)式。

Q_{T1} = n · Q_{PCa} (7)

n : 袖壁を構成する PCa 板の水平方向の数
 Q_{PCa} : PCa 板 1 枚のせん断強度
 $Q_{PCa} = \phi_1 \cdot (bN_t + bN_c) \cdot \cos \theta + c \tau_u \cdot t_w \cdot L_w$ (8)
 ϕ_1 : PCa 板の鋼板ブレース強度有効率で圧縮、引張袖壁ごとに算出する
 bN_t : 鋼板ブレース (引張側) の降伏強度
 bN_c : 鋼板ブレース (圧縮側) の降伏強度
 θ : 水平枠材とブレース材のなす角度
 $c \tau_u$: PCa 板コンクリートの終局せん断強度 (N/mm^2)
 $c \tau_u = 3 \cdot (0.49 + F_{cw}/100)$ (9)
 F_{cw} : PCa 板の設計用コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)
 t_w : PCa 板の厚さ (mm)
 L_w : 1 枚の PCa 板の長さ (mm)

PCa 板袖壁と既存梁との接合部すべり強度 (Q_{T2}) は、せん断力を受ける袖壁の鉛直反力に摩擦係数を乗じて求めた (10式)。ここで、せん断力を受ける袖壁の鉛直反力は、図-12 に示すように反力位置を開口隙より $1/6 \cdot n \cdot L_w$ 入った位置とし、反力分布を三角形分布と仮定して求めた。

$$Q_{T2} = \mu \cdot V \text{ (10)}$$

μ : 摩擦係数 ($\mu = 1.0$)
 V : せん断力を受ける袖壁の鉛直反力

$$V = 12/5 \cdot Q_{PCa} \cdot h_w / L_w \text{ (11)}$$

h_w : 1 枚の PCa 板の高さ (mm)

$$Q_c = \min(cQ_{su}, cQ_{mu}) \text{ (12)}$$

Q_c : 柱の終局強度
 cQ_{su} : 柱のせん断終局強度²⁾
 cQ_{mu} : 柱の曲げ終局強度²⁾

b. 実験結果との比較

最大耐力実験値と計算値の比較を表-3 に示す。いずれの試験体も、計算値に対する実験値の比 (Q_{max} / wQ_{su}) は 1.0 以上で、提案する終局強度計算式で安全側に評価できることが確認できた。

5. まとめ

今回の実験により、以下の知見を得た。

- i. 架構内での PCa 板の総枚数が同じ試験体では、同様の Q-R 関係を示し、開口位置の違いによる差は見られなかった
- ii. 架構内の PCa 板の枚数に関わらず、圧縮袖壁より引張袖壁の方が鋼板ブレース降伏率は小さかった
- iii. 連結プレートには圧縮力が作用しており、連結プレートの有効性が確認できた
- iv. 実験値を安全側に評価できる周辺柱と PCa 板袖壁の終局強度を累加した強度計算式を提案した

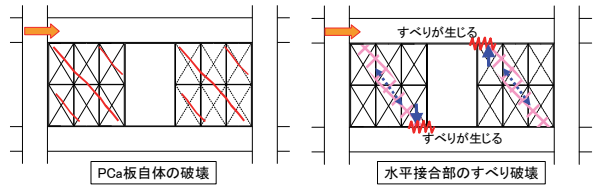


図-10 PCa 板袖壁の破壊モード

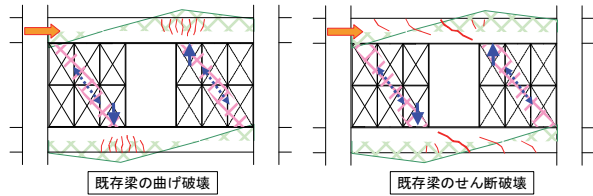


図-11 上下既存梁の破壊モード

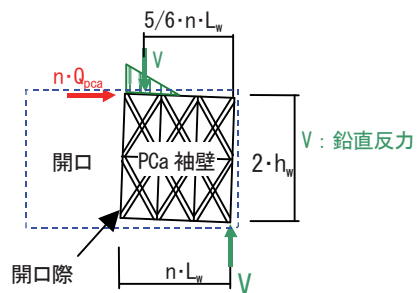


図-12 袖壁の鉛直反力位置

表-3 最大耐力実験値と計算値の比較

試験体	加力方向	実験値 Q_{max} (kN)	計算値				実/計 Q_{max} / wQ_{su}
			wQ_{su1} (kN)	wQ_{su2} (kN)	wQ_{su3} (kN)	wQ_{su} (kN)	
No. 6	正方向	633	417	699	-	417	1.52
	負方向	581	417	699	-	417	1.39
No. 7	正方向	530	394	471	-	394	1.35
	負方向	530	383	452	-	383	1.38
No. 8	正方向	620	474	474	-	474	1.31
	負方向	630	467	467	-	467	1.35
No. 6A	正方向	516	417	699	361	361	1.43
	負方向	437	417	699	361	361	1.21

6. あとがき

騒音・粉塵の発生が少ないことにより、建物を使用しながら本工法の施工が可能である。また、補強壁材がエレベーターで搬入できるため、施工も容易にできる。現在、実物件第 1 号に適用中であり、在来工法に比べ施工の優位性を確認していきたい。

【参考文献】

- 1) 平松一夫、服部晃三、岸本 剛、「奥村組接着式耐震補強工法の開発」、奥村組技術研究年報、No.33、2007.7
- 2) 日本建築防災協会、「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説」、2003

併用基礎設計支援システムの開発

Development of a Hybrid Foundation Design Support System

秦 雅史* 舟木秀尊* 武田彰文** 宮澤憲一***

要旨

複数の基礎形式（直接基礎と杭基礎）を建物の平面位置でそれぞれ別々に用いた併用基礎（異種基礎やパイルド・ラフト基礎など）で支持された建物が、複雑・軟弱な地盤条件下においても建設されるようになってきた。このような基礎では、建物荷重による地盤変形を考慮した検討が不可欠であり、建物の沈下を高精度に予測することにより、その一部を省略したり、杭の長さを短くできるなど合理的な基礎設計を行うことができる。そこで、本研究では併用基礎の設計を速やかに行うための設計支援システム（HYFEST）を開発した。また、沖積砂地盤で杭の先端がN値30程度の中間砂層で支持された高層免震建物の施工時沈下挙動を観測した。さらに、沈下観測データとシステムによる予測値との比較を行い、システムの妥当性を検証し、実建物へ適用できることを確認した。

キーワード：併用基礎、異種基礎、パイルド・ラフト基礎、沈下観測、相互作用

1. まえがき

近年、直接基礎や杭基礎など単独の基礎形式でなく、併用基礎を適用した建物が増えてきた。併用基礎には図-1に示すような直接基礎（ラフト）と杭（パイル）基礎を平面的に分けて用いた異種基礎や、両者を複合して用いるパイルド・ラフト基礎などがある。

このような基礎では、建物荷重による地盤変形を考慮した検討が不可欠であり、建物の沈下を高精度に予測することにより、その一部を省略したり、杭の長さを短くできるなど、合理的な基礎設計を行うことができる。

従来は、地盤を含めた3次元FEM解析で検討していたが、実務設計には不向きであった。そこで、著者らは実用的な沈下予測技術としてハイブリッド解析法を用いたソフトを開発し、関東ローム層において原位置地盤での1/5模型試験体による鉛直載荷試験結果¹⁾²⁾との比較により検証を行ってきた。しかし、解析処理に手間を要し、メモリー容量の制限で大規模モデルの解析ができないなど、実務面での問題が明らかになったため、併用基礎の設計を速やかに行うための設計支援システム

（HYFEST）を開発した。また、沖積砂地盤で、杭の先端がN値30程度の中間砂層に位置する摩擦杭基礎で支持された高層免震建物の施工時沈下挙動を観測し、実測値とシステムによる予測値との比較を行い、システムの適用性を検証した。

2. 設計支援システムについて

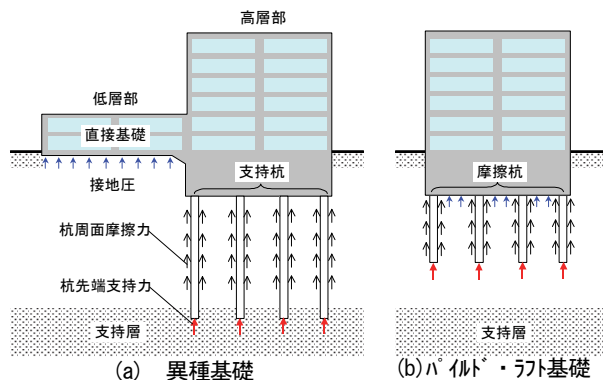


図-1 併用基礎形式

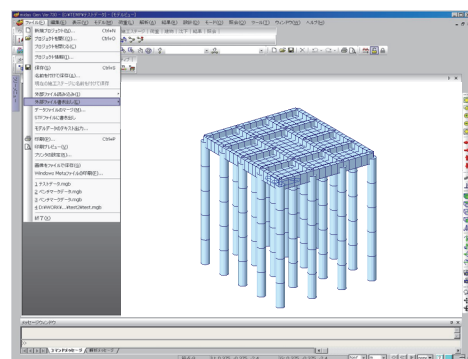


図-2 構造モデル作成 (Midas)

本システムは、構造物系を有限要素法、杭・ラフト・地盤間の相互作用を弾性理論に基づいて直接評価するハイブリッド解析法を用いている。構造物のデータ作成および解析結果の図化処理には、図-2に示す汎用構造解析ソフトMidasを用いている。本システムは構造

*技術研究所 **西日本支社建築設計部 ***東日本支社建築設計部

解析研究所の保有する解析ソルバーに相互作用を組み込んだものであり、構造物や地盤定数などのデータ入力を実設計者が容易に行うための画面入力機能、杭先端支持ばねや周面摩擦ばねなどの自動配置機能などにより操作性を向上させた。

2.1 地盤ばねの算定方法

地盤ばねは、鉛直・水平方向について構造物と地盤間に配置する。地盤ばねは、ラフトを支持する鉛直・水平ばね、杭の鉛直・水平支持ばねおよび地盤と構造物間の相互作用ばねから構成される。

a. ラフト支持ばね

鉛直荷重や水平荷重が地盤に作用した場合の非線形解析による荷重と沈下量関係を、**図-3**に示すように地盤弾性成分と非線形成分に分離し、地盤弾性成分を地盤と構造物間の相互作用ばねで表現する。残りの非線形成分をラフト支持ばねに集約してモデル化する。ラフト面は、荷重の大きさによりグループに区分けして定義する。

鉛直方向について、節点荷重あるいは要素圧力からグループごとにラフト面全体の平均鉛直圧力を計算し、矩形のラフト面の荷重度を算出する。

また、対象節点によりラフト面を分割して分割面の荷重度による Steinbrenner の近似解を多層地盤系に適用して沈下量を求める。各層の歪は初期の等価剛性から各層の歪を求め、さらに、その歪における剛性低下率を求め、歪が一定値に収束するまで行う。

各節点の鉛直ばねは、支配面積による荷重と分割面の沈下量の和の関係から算定する。

ラフト支持ばねは、**図-4**に示すエネルギー等価なトリリニア型にモデル化する。定義した弾性歪レベルに到達した点を第1折れ点とし、第1折れ点と最終荷重ステップ間をエネルギー等価な2折れ線で結ぶ。

水平方向については、地表面上に水平方向の集中荷重が作用した場合の Cerruti の理論解を、多層地盤に適用して鉛直方向と同様にグループごとのラフト面について求める。水平方向には、剛床仮定によりラフト中央での水平変位を計算して求める。

b. 杭の支持ばね

杭周面の摩擦ばねは**図-5**に示すようにバイリニア型にモデル化する。建築基礎構造指針³⁾に示されている杭基礎の極限周面摩擦力度等を参考に、土質定数として極限摩擦力度および降伏変位を設定する。

杭の先端ばねは、同指針に示されている杭基礎の極限先端支持力と沈下関係等を参考に、トリリニア型にモデル化する。

c. 杭の水平ばね

杭の水平地盤ばねは、水平地盤反力係数と杭水平変位量の関係より設定する。水平変位の増大による水平地盤反力の低減を基にして、ばね値（地盤反力）の低減を行う。

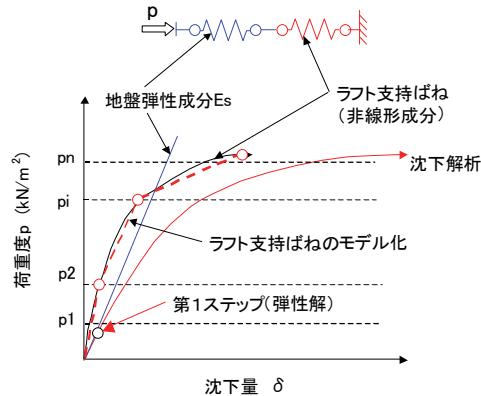


図-3 地盤弾性成分と非線形成分の分離

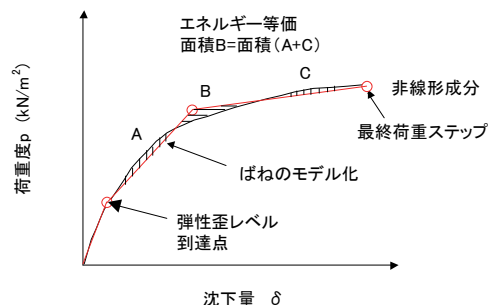


図-4 ラフト支持ばねのモデル化

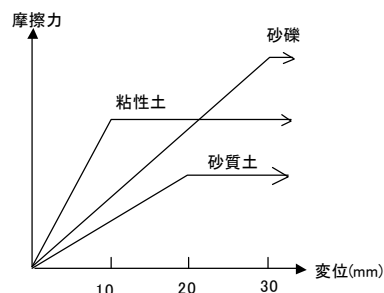


図-5 杭周面摩擦ばね

多層地盤で地盤の剛性低下を考慮する場合の水平方向地盤反力係数 k_h は以下の式より算定する。

$$0.0 \leq y \leq 0.1 : k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$$

$$0.1 < y : k_h = k_{h0} \cdot y^{-0.5}$$

ここに、

y : 水平変位量を cm 単位で表した無次元量

k_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (水平変位量 y が 1 の時の水平地盤反力係数)

$$k_{h0} = \alpha \cdot B^{-3/4} \cdot E_0 \quad (\text{kN/m}^3)$$

E_0 : 地盤変形係数 (kN/m³)

B : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値)

α : 評価法によって決まる定数

d. 相互作用ばね

図-6に示す相互作用ばねは以下の弾性解⁴⁾に基づいて評価する。

i. 加力点自体

鉛直分布荷重Ⓐ：Mindlin-I解の積分

水平分布荷重Ⓑ：Cerruti解の積分

鉛直荷重Ⓒ：Mindlin解と相反作用の定理による

Mindlin-I解の積分

水平荷重Ⓓ：Mindlin-II解の積分

ii. 加力点から他の評価点への影響

水平・鉛直荷重①：Mindlin-I解、II解

水平・鉛直荷重②：Mindlin-I解、II解

水平・鉛直荷重③：Mindlin-I解、II解

鉛直荷重④：相反作用の定理

2.2 静的非線形解析

本システムは、荷重増分法により静的非線形解析を行う。使用要素は、梁要素（基礎梁、杭）、板要素（ラフト）、各種ばね要素（ラフト支持ばね、杭摩擦ばね、杭先端ばね、相互作用ばね）である。

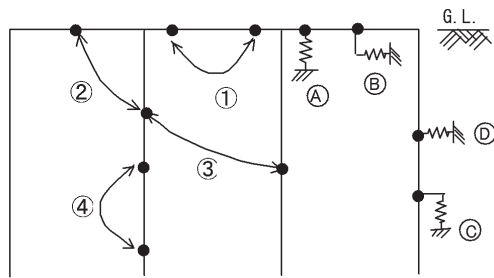


図-6 相互作用ばね

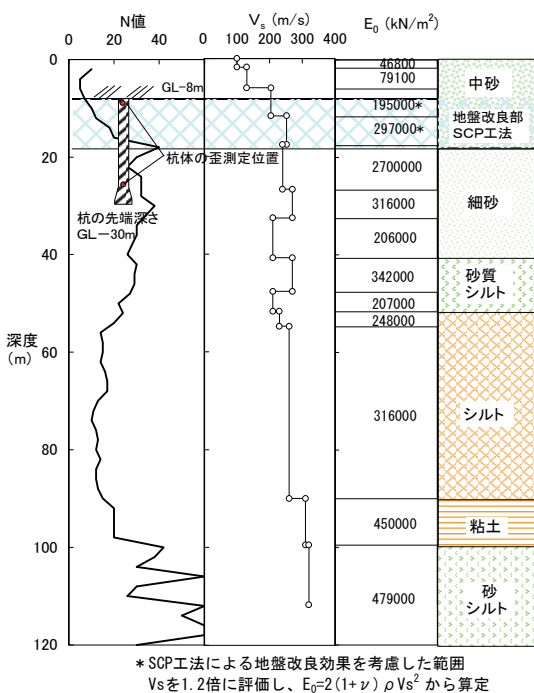


図-7 地盤構成と初期剛性

3. 施工時沈下挙動

場所打ちコンクリート摩擦杭基礎により支持された高層建物について、施工時の沈下量、基礎スラブに作用する土圧、杭の軸力などを測定した。建物建設時の荷重の増加に伴う沈下量の推移、および杭とラフトの鉛直荷重の分担を求めた。

3.1 地盤構成と建物条件

建設地の地盤構成と地盤の初期剛性を図-7に示す。建物は、新潟市の信濃川の河口付近に建設した24階建てRC高層免震建物である。地表から沖積砂地盤が60m程度の深さまで堆積している。その下層は100mまでシルト層と粘土層であり、110m程度でN値50以上の支持層が出現する。耐圧盤下のGL-8m~18mの地盤はサンドコンパクション(SCP)工法により地盤改良されている。杭はアースドリル工法で築造された場所打ちコンクリート拡底杭であり、杭先端位置はGL-30mのN値30程度の中間砂層である。

3.2 測定の概要

本建物の基礎伏図と測定位置を図-8に示す。基礎梁断面は1.2m×2.0m、スラブ厚40cmである。2007年

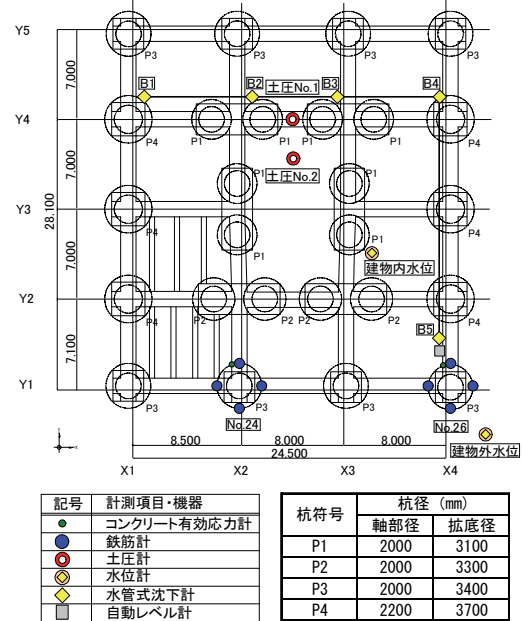


図-8 基礎伏図と測定位置



図-9 建設工程

5 月に工事が開始して以降の作業工程と計測時期を重ねて図-9 に示す。初期の基礎の絶対変位は揚水用のディープウェル管で測定していたが、2008 年 4 月以降は、免震基礎の擁壁側面にデジタルスタッフを設置して、建物近傍から自動レベル計により測定した。また、Y4 軸の基礎の相対沈下を水管式沈下計で測定し、絶対変位に相対沈下量を加えて各点の絶対沈下量を求めた。土圧は、基礎梁直下部とスラブ中央において、水位は建物内部と外部において測定した。また、杭体の歪は、杭頭および杭先端の 1 断面 4 箇所測定した。これらの測定間隔はデータロガーを用いて 1 回/hr とした。

3.3 測定結果

a. 沈下と傾斜角

図-10 に Y4 通りの沈下量、図-11 に傾斜角の推移を示す。構造躯体の打設に伴い、沈下と傾斜が漸増し、2008 年 12 月に最上層に達して以降はほぼ一定となった。沈下量の最大値は X3 軸で 19mm 程度、傾斜角の最大値は X3-X4 間で 4/10000rad 程度であった。

b. 接地圧

図-12 に土圧計で測定した耐圧盤の接地圧の推移を示す。ディープウェルによる建物内部の揚水は 2008 年 1 月 26 日まで継続しており、地下水位は GL-16.5m で一定である。揚水を停止すると、数日間で GL-16.5m から GL-1.5m に回復した。そのため、接地圧が耐圧盤との水頭差 (0.065Mpa) に相当する水圧分増加した。また、基礎梁直下の土圧がスラブ中央部の土圧より大きくなっている。これは基礎梁の剛性が大きいためと考えられる。

c. 杭の主筋歪

杭体の歪は細径の鉄筋計を主筋に沿わせて 1 断面につき 4 点配置し、その平均値を軸歪とした。図-13(a)、(b) に建物周辺杭 No.24 の杭頭部の主筋歪、隅杭 No.26 の杭先端部の主筋歪の推移を示す。歪には、鉄筋計とコンクリートの線膨張係数の差による歪補正⁹⁾を行った。すなわち、鉄筋計はコンクリート内部に埋設して拘束されており、杭体と鉄筋計の線膨張係数の差のために温度変化により見掛けの歪が出力される。鉄筋計の線膨張係数 C_β はメーカーカタログによる値 $12.0 \mu / ^\circ C$ 、コンクリートの線膨張係数 γ は杭のコンクリート打設時に $\phi 200 \times 400$ のテストピースを作成し、温度履歴を与えて求めた実験値 $12.0 \mu / ^\circ C$ とし、温度 T による歪を次式で求めた。

$$\varepsilon = -(C_\beta - \gamma)T = -3.56T \quad (1)$$

温度補正前後の歪を比較して図-14 に示す。

d. ラフトと杭の負担荷重

図-15 に構造躯体荷重に対するラフトと杭の負担荷重の推移を示す。ラフト負担荷重の実測値は基礎梁直下とスラブ中央部で観測された土圧値にそれぞれ基礎梁直下の面積、スラブ面積を乗じて求め、杭負担は上載荷重とラフト負担荷重との差分から求めた。

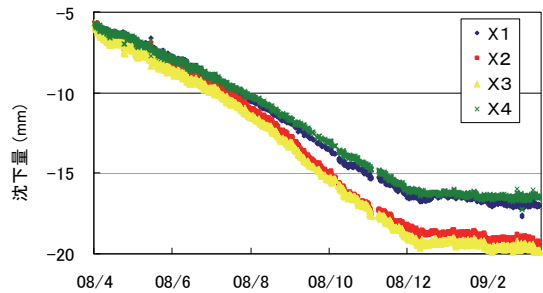


図-10 基礎の沈下量の推移

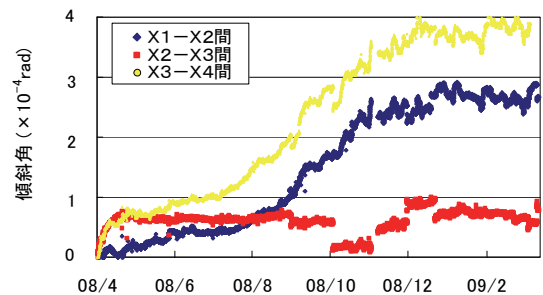


図-11 基礎の傾斜角の推移

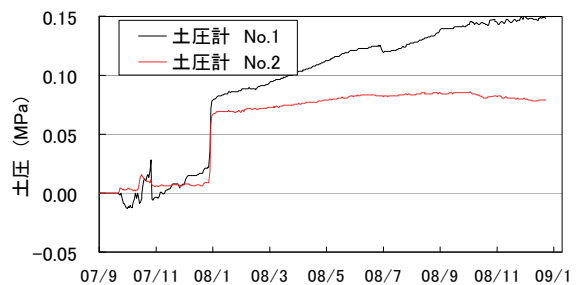
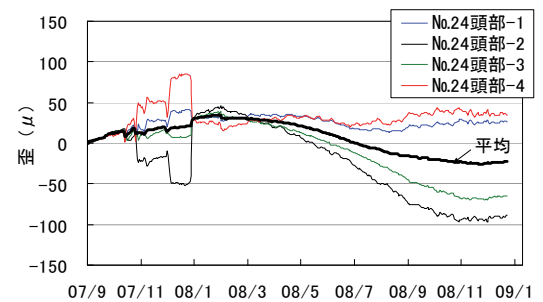
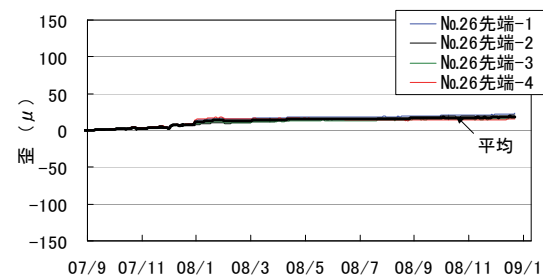


図-12 土圧の推移



(a) 杭頭部の主筋歪 (周辺杭)



(b) 杭先端部の主筋歪 (隅杭)

図-13 杭主筋歪の変化

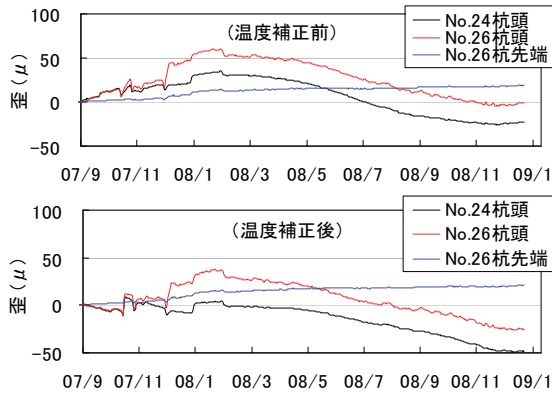


図-14 杭の軸歪

4. 設計支援システムの検証解析と実測値の比較

地盤との相互作用を Mindlin の弾性解に基づいて直接評価するハイブリッド解析法を用いた設計支援システムによる沈下解析結果と実測値との比較を行った。

4.1 解析モデル

図-16 に、構造物の解析モデルを示す。ラフト支持ばねと杭の周面摩擦ばね、および先端ばねの非線形性を考慮した。ラフト支持ばねは、図-17 に示す 3 軸試験により求めた各深さにおけるせん断剛性の歪依存特性を用いて、地盤の非線形沈下解析結果により求めた。図-18 のような荷重度と沈下量の関係の非線形成分をトリリニア型にモデル化した。

a. 杭の支持ばね

杭先端、摩擦ばねは建築基礎構造設計指針に準じて設定した。表-1 に杭周面摩擦ばねを示す。杭先端ばね特性は次式から求めた。

$$S_p/d_p/0.1=0.3(R_p/A_p)/(R_p/A_p)_u+0.7\{(R_p/A_p)/(R_p/A_p)_u\}^2 \text{-----}(2)$$

- ここに、 S_p : 杭先端沈下量(m)
- d_p : 杭先端直径(m)
- R_p : 杭先端荷重(kN)
- A_p : 杭先端断面積(m²)
- $(R_p/A_p)_u$: 極限先端支持力度(kN/m²)

4.2 沈下解析結果と実測値の比較

地下部分の完成後、揚水停止直前に測定された杭体の歪を初期値として、解析では水圧と建物上載荷重を順次与

表-1 杭の周面摩擦ばね

土質	深度(m)	N値	極限摩擦力度(kN/m ²)	極限摩擦力(kN)	
				φ 2000	φ 2200
細砂	1.75	4	13.2	-	-
中砂	9.80	6	19.8	223.8	246.5
中砂	11.70	10.5	34.7	413.4	454.8
細砂	17.60	17.2	56.7	2099.0	2308.9
細砂	26.75	31.4	103.8	5962.6	6558.9
細砂	30.00	35.6	117.6	2399.5	2639.4

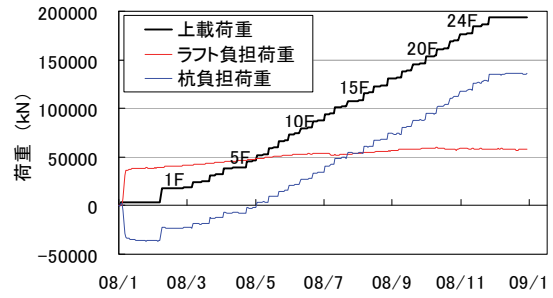


図-15 ラフトと杭の負担荷重

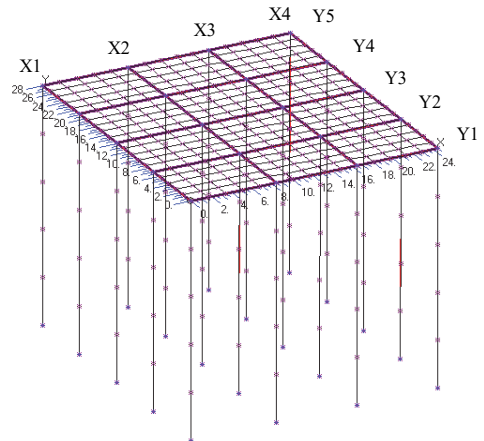


図-16 構造モデル

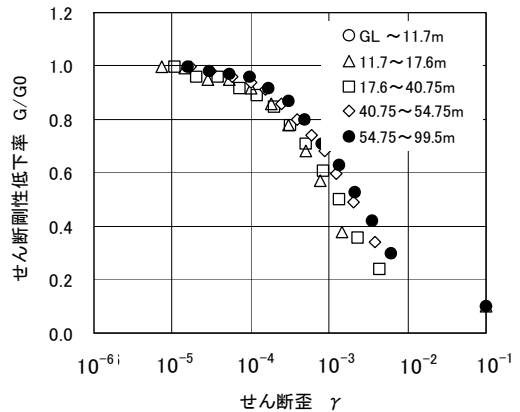


図-17 地盤の非線形性

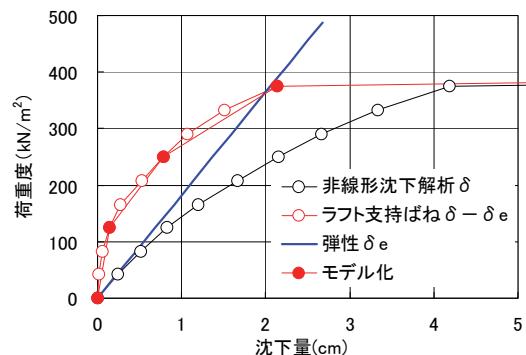


図-18 ラフトの支持ばね

えて、周辺杭 No.24、隅杭 No.26 の軸歪を求めた。図-19 に杭体の歪の経時変化について実測値と解析結果を比較して示す。杭頭部の歪の解析値は、耐圧盤に水圧が作用して杭に引張歪が生じた後、建物荷重が増加するに従い圧縮側に増加し、建物の構造躯体が完成した 2008 年 12 月末まで良く追跡できている。杭先端の歪は、杭周囲の摩擦力を小さく評価しているため実測値との差が大きい。杭頭の歪は実測結果と整合がとれていたため、解析における杭の負担荷重は杭頭軸力和として求めた。

図-20 に Y4 軸の沈下量分布について実測値と解析値の比較を示す。解析では、水圧により基礎が浮き上がるため、躯体がほぼ完成した時点では実測値より沈下量が小さくなった。

また、揚水停止前（2008 年 1 月 21 日）を初期値として、ラフトと杭の負担荷重を求めて実測結果との比較を行った。図-21 に荷重分担率を示す。実測と解析結果はほぼ良い対応が得られており、躯体完成時でのラフトと杭の分担率は実測では 30:70 であり、解析では 39:61 であった。

5. まとめ

汎用構造解析 Midas をプリポストに用い、構造解析研究所の保有する解析ソルバーに相互作用を組み込んだ併用基礎設計支援システム「HYFEST」を開発した。実建物の沈下挙動の観測および観測データと、このシステムに基づいた予測値との比較によりシステムの検証を行い、以下の知見が得られた。

- i. 施工段階解析機能および地盤ばねの自動計算、自動配置機能を追加し、操作性を向上できた
- ii. 沖積砂地盤において、杭の先端が N 値 30 程度の中間砂層に位置する摩擦杭基礎に支持された高層免震建物の施工時の躯体荷重の増加に伴う沈下や荷重分担率についての実測の結果、構造躯体の打設に伴って沈下と傾斜が漸増し、沈下量は X3 軸で 19mm 程度、傾斜角は X3-X4 間で 4/1000rad 程度で最大となり、それ以降は収束した
- iii. 躯体完成時でのラフトと杭の荷重分担率は 30:70 であり、パイルド・ラフト基礎として機能した
- iv. 設計支援システムにより施工時沈下挙動の解析を行い、杭・ラフトの地盤ばねの非線形特性を適正に設定することにより、杭とラフトの負担の推移と沈下傾向を追跡できることが判った

6. あとがき

現在、洪積砂層と粘性層との互層地盤における杭基礎と直接基礎を併用した建物について施工開始時点から完成までの長期間にわたる基礎躯体各部の健全性を確認す

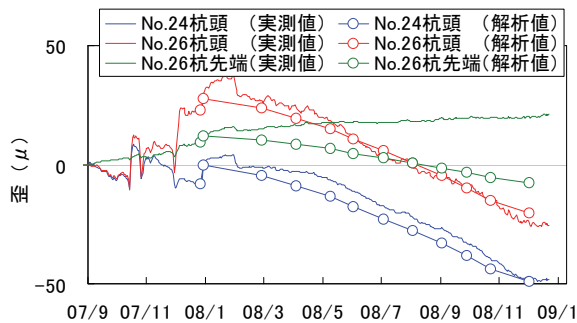


図-19 杭の軸歪 (実測値と解析値の比較)

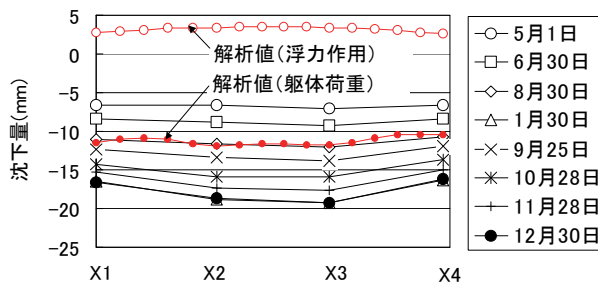


図-20 沈下量分布の推移 (Y4 軸)

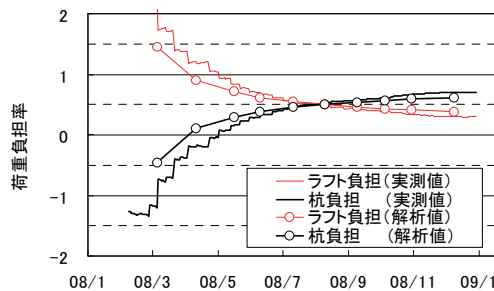


図-21 荷重分担率 (実測値と解析値の比較)

るために挙動観測を行っている。設計時に予測した沈下挙動との比較を行い、沈下予測解析技術の精度を向上し、地盤物性の評価データベースを構築・整備し、さらに高精度の設計・施工支援システムとしていく予定である。

【参考文献】

- 1) 秦 雅史、舟木秀尊、「パイルド・ラフト基礎の実験的研究 その 1 原位置載荷試験結果」、奥村組技術研究年報、No.32、pp.49-54、2006.7
- 2) 秦 雅史、「パイルド・ラフト基礎の実験的研究 その 2 実験結果と解析結果との比較」、奥村組技術研究年報 No.33、pp.107-112、2007.7
- 3) 日本建築学会、「建築基礎構造設計指針」、2000.10
- 4) 大崎順彦、「建築基礎構造」、技報堂出版、1991
- 5) 青木雄二郎、芝崎富士夫、「杭の長期軸力測定に関する諸問題と対応」、第 22 回土質工学研究発表会、1987.6

タイル張り仕上げの剥離防止性能評価に関する研究

Research on Performance Evaluation Method of Finishing Tile Bonding

起橋孝徳* 上西 隆** 河野政典*

要 旨

タイル張り仕上げの直張り工法における剥離の原因究明と、下地処理方法や張付材料の性能確認を目的として、室内実験および実大曝露試験を行った。その結果、日間の温度変化と長期的な温度変化では、温度上昇によってタイルと下地コンクリートに生じるひずみの大きさが逆転していることや、タイル仕上げされたコンクリートの乾燥収縮の進行、構造体で長期的に進行するひずみの大きさがタイルの剥離が生じることを確認した。また、あらたにひずみ伝達残存率を定義し、下地コンクリートのひずみ量とタイルの接着強度を関連付けた。

キーワード：タイル、直張り、ひずみ追従性、クリープ、接着強度

1. まえがき

タイル張り仕上げは、経年に伴って生じる浮きや剥離が問題となることが多く、浮きを生じないタイル張り工法の選択や、既存建物のタイル張りの安全性に関する評価方法が求められている。一般に、タイル張り仕上げの経年による剥離は、タイルと下地コンクリートの間のひずみ差によって生じると言われている。¹⁾このひずみ差の原因としては、日射による熱伸縮や、下地コンクリートの乾燥収縮などが考えられる。

そこで、タイル張り仕上げの直張り工法を対象として、経年による剥離の主要原因を明らかにすることを目的に、一連の実験を行った。この中で、日射や外気温によって生じるタイルと下地コンクリートの伸縮の実態を把握した。また、下地コンクリートの乾燥収縮やクリープ等によるひずみと、タイルの接着性能の低下現象の関係を確認した。これらを基に、タイルの剥離を予測する方法を提案した。

2. 外壁タイル仕上げの温度とひずみの履歴

a. 実験目的

タイル仕上げされた外壁で温度やひずみを計測し、外気温や日射によってタイルと下地コンクリートの層間に生じる温度差やひずみの挙動の差異を確認する。

b. 実験方法

つくば市内で、打設から 2 年経過したコンクリート壁（厚さ 200mm）の東面の一部に、0.9m×0.9m の範囲で既調合モルタルと弾性接着剤を用いてタイル張りを行った。温度とひずみの計測は、下地コンクリート面

（以下、「下地面」と称す）に熱電対とひずみ計を、タイル表面（以下、「タイル面」と称す）にひずみ計をそれぞれ貼付し、10 月から 8 月まで継続して行った。また、日射が当たる時間帯に、タイル面の温度を非接触型の赤外線式温度計で測定し、タイル面と下地面の差を確認した。

c. 計測結果

温度計測結果から、日間の温度差が最も大きくなった、冬期の晴天の日における温度履歴を図-1に示す。壁面温度と外気温の差は、日射によって壁面の温度が最も高くなった時点で最大となり、タイル面は 15℃、下地面は 14℃、それぞれ外気温に対して高くなった。一方、タイル面と下地面の最大温度差は、日射による温度上昇の途上で得られたが、タイル面と下地面の温度差は 4℃に止まった。

下地面とタイル面のひずみを図-2に示す。ひずみは、膨張を正とし、日出直前の値を 0 として日間の変動

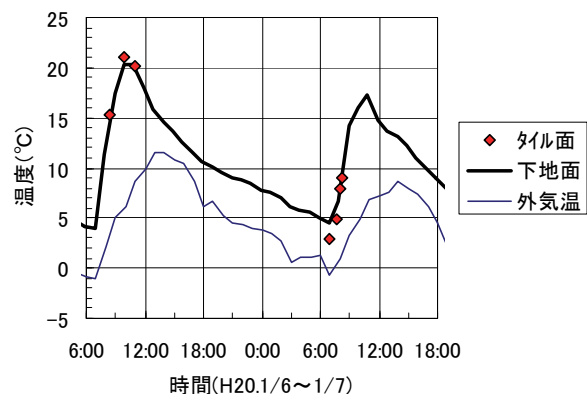


図-1 壁試験体温度履歴

*技術研究所 **建築本部建築部

幅を表記した。張り付け材料にモルタルを使用した場合には、タイル面と下地面のひずみはほぼ同じ値であった。張り付け材料に弾性接着剤を使用した場合は、タイル面のひずみはモルタルを使用した場合の計測結果とほぼ同じであったが、下地面のひずみはその他の計測結果と比較して小さかった。張り付け材料に弾性接着剤を使用した場合の下地面のひずみの最大値は、下地面の温度履歴で最高温度を記録した時期よりも遅れて計測されており、外気温の温度履歴に近かった。このことから、タイルによる拘束のない場合の下地面のコンクリートのひずみは、日射などによる表面的な温度変化よりも、部材断面の平均的な温度変化によって挙動しているものと考えられる。

タイル面と下地面のひずみ差の日間変動を図-3に示す。日射によって温度が最も高くなった際のタイル面と下地面のひずみ差は、モルタルを使用した場合には下地面がタイル面よりも多く膨張したが、弾性接着剤を使用した場合には、タイル面が下地面よりも約70 μ 多く膨張した。ここで、弾性接着剤を使用してタイル張りを行った部位で計測されたひずみ差は、弾性接着剤の層内に生じていると考えられる。一方、モルタルを使用してタイル張りを行った部位では、タイルやコンクリートの物性値と日射による温度変化量は同じであるため、このひずみ差はタイルとコンクリートの間に、タイルには圧縮力、下地コンクリートには引張力が掛かる状態で、せん断応力となって潜在しているものと考えられる。ここで、弾性接着剤を使用した場合と、モルタルを使用した場合の最大ひずみ差は約90 μ であった。

タイル面と下地面のひずみ差の長期変動を図-4に示す。長期的な温度変化によるタイル面と下地面のひずみ差は、日間変動とは異なり、温度の低くなる時期にタイル面の方がより膨張側に現れる結果となった。これは、部材全体の温度が一樣に下がった場合には、線膨張係数の差によってコンクリートの収縮量がより大きくなるためと考えられる。日間変動幅の下限値で包絡線を描くと、弾性接着剤を使用した場合の夏期と冬期の差は約80 μ であったが、この間の弾性接着剤を使用した場合とモルタルを使用した場合の差は日間変動に比べて小さく、約30 μ であった。これは、ひずみの変化がゆっくりと進行することによって、張付モルタルやコンクリート表面でクリープが進むためと考えられる。

3. 日射以外の要因によるタイル剥離

3.1 タイルの下地コンクリートの乾燥収縮

a. 実験目的

タイル仕上げで覆われた躯体コンクリートの乾燥収縮の進行状況を確認する。

b. 実験方法

タイルを施工した試験体の乾燥収縮を計測し、表面に

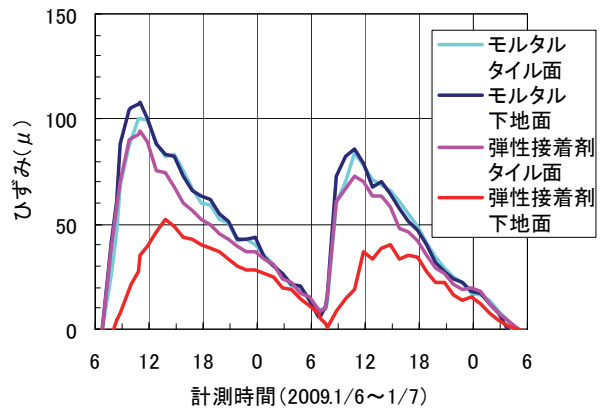


図-2 壁試験体ひずみ履歴

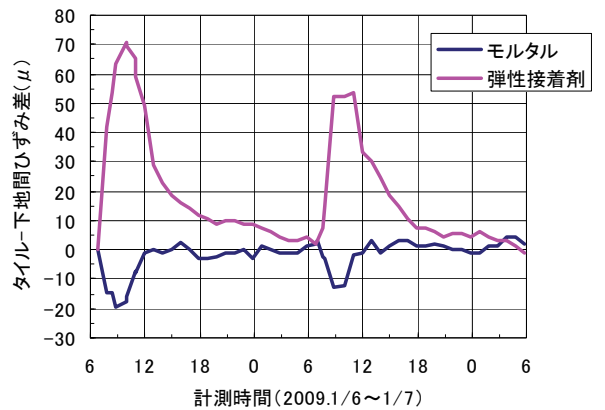


図-3 タイル面-下地面ひずみ差の日間変動

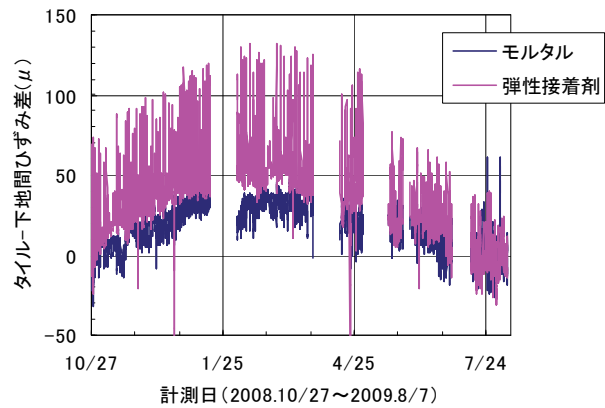


図-4 タイル面-下地面ひずみ差の長期変動

タイル仕上げを施さない場合と比較した。実験要因は、張付材料、タイル種類、およびタイル割付である。実験要因と水準を表-1に示す。試験体の基盤となるコンクリートの調合を表-2に、使用した材料を表-3に示す。下地コンクリートの呼び強度は27 N/mm²とし、目粗し等の処理は行わなかった。試験体数は、各水準ごとに3体とした。試験体は、形状が10×10×40cmで、打設時の側面に当たる長辺2面が乾燥評価面である。試験体製作に当たっては、乾燥評価面以外はコンクリート打設翌日の脱型直後にアルミテープで養生し、同時にアルミテープ養生面に切り欠きを設けて標点を貼付した。乾燥

表-1 実験要因と水準

試験体名称	張付材料	タイル種類	タイル割付
タイルなし			
正方形接着剤張	弾性接着剤 既調合 モルタル	45角	2列×8枚
正方形モルタル張			1列×8枚
横長方形モルタル張		45角二丁	1列×8枚
縦長方形モルタル張			2列×4枚

表-2 コンクリート調合

水セメント比 W/C	単位量 (kg/m ³)				混和剤 添加率
	W	C	S	G	
60%	175	292	845	962	C×1.0%

表-3 コンクリート使用材料

材料種類	諸元
セメント	普通ポルトランドセメント、密度：3.16g/cm ³
細骨材	千葉県富津産山砂、表乾密度：2.60g/cm ³ 、 吸水率：1.27%
粗骨材	桜川産碎石、表乾密度：2.65g/cm ³ 、 吸水率：0.62%、実積率：61.5%
混和剤	A E減水剤

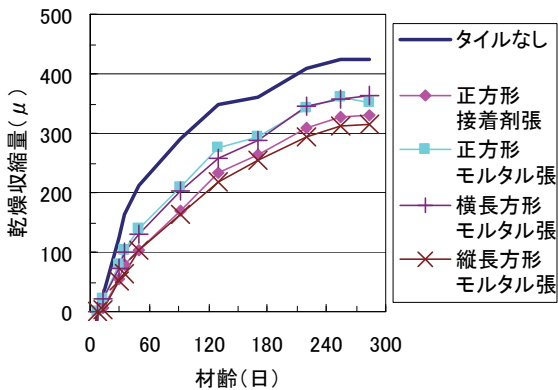


図-5 試験体基盤コンクリート乾燥収縮

収縮は、型枠脱型の1週間後に乾燥評価面2面にタイル張りを行って基長測定し、以後は気温 20℃、湿度 60%の養生室内で9ヶ月間計測した。

c. 実験結果

試験体基盤コンクリートの乾燥収縮を図-5に示す。タイル張り試験体の乾燥収縮は、タイルなしに対して、初期には50%程度であったが、材齢とともにこの差は小さくなり、9ヶ月後には80%程度になった。これは、コンクリート中の水分が張付材料や目地モルタルを經由して逸散するためと考えられる。なお、既調合モルタルを用いたタイル張り試験体では、タイルの拘束応力によっても収縮が抑制されているため、モルタルを用いてタイル張りした躯体コンクリートの乾燥収縮は、長期的にはタイルを施工しない場合と同程度と考えられる。

3.2 長期的荷重とひずみによるタイル剥離試験

a. 実験目的

タイル張り仕上げの剥離が、構造体に掛かる荷重や乾燥収縮による下地コンクリートのひずみのみを要因とし

た場合でも生じることを確認する。

b. 実験方法

タイルの剥離防止性能の耐久性を評価する上で、既往の研究で行われているひずみ追従性試験は、載荷期間が短いために過剰に高い性能を示す恐れがある。そこで、タイル張り試験体をクリープ試験機に組み込み、長期に継続して掛かる一定荷重と乾燥によってひずみが徐々に蓄積される場合の下地コンクリートとタイルのひずみを計測した。(以下、「クリープ剥離試験」と称す)

実験要因と水準を表-4に、試験体の下地処理方法とタイル割付、およびひずみ計測位置を図-6に示す。試験体は、10×10×32cmの形状に表-2のコンクリートを打設し、打設時の側面に当たる長辺2面の片面は下地処理なし、片面は超高压水洗浄を施して、両面にタイル張りを行ったものである。試験体製作は、下地コンクリートの打設2週間後に超高压水洗浄を行い、その2週

表-4 実験要因と水準

試験体名称	下地処理	張付材料	タイル種類	養生方法	載荷軸力
1~3Tn	下地処理なし	既調合 モルタル	45角二丁 (縦方向、 二列)	気中 養生 4面 乾燥	108kN
1~3Tw	超高压水洗浄				
4~6Tn	下地処理なし				
4~6Tw	超高压水洗浄				

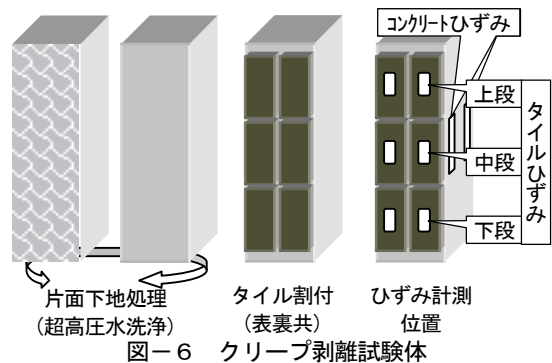


図-6 クリープ剥離試験体



(載荷状況全景) (試験体詳細)
写真-1 載荷状況

間後にタイルを張り付けて、4 週間の封緘養生を行った。

試験体のひずみは、コンクリート面に 4 点、各タイル毎に 1 点、ひずみ計を貼付して、ロードセルを用いた荷重計測と合わせて、鉛直方向のひずみを連続計測した。

クリープ剥離試験は、気温 20℃、湿度 60%の養生室環境下で 3 ヶ月間実施した。試験体に掛かる応力は、載荷開始時のコンクリート強度 (=32.3N/mm²) の 1/3 とし、荷重を 108kN とした。載荷状況を写真-1 に示す。なお、クリープ剥離試験と並行して、同じ条件で製作した試験体の乾燥収縮ひずみも計測した。

c. 実験結果

クリープ剥離試験における下地コンクリートとタイルのひずみの関係を図-7 に示す。図中で、ひずみは収縮を正に表記した。なお、以後は下地コンクリートのひずみに対するタイルのひずみの比を「ひずみ伝達率」とし、試験開始直後のひずみ伝達率を「初期ひずみ伝達率」と称する。また、タイルのひずみが減少に転じた時の下地コンクリートひずみを「破壊ポイント」と称する。

下地コンクリートのひずみは平均で、載荷開始時が 260μ、クリープ剥離試験終了時が 842μであった。超高压水洗浄した試験体では破壊ポイントは見られず、下地処理によって剥離に対する抵抗性が向上したことが確認できた。また、乾燥収縮によるひずみは、平均で 270μ程度とクリープ剥離試験に比べて小さく、破壊ポイントは見られなかった。下地コンクリートのひずみ増大に伴い、下地処理なしの試験体では、上下段のタイルの 12 枚中 8 枚と中段のタイルの 6 枚中 3 枚で破壊ポイントが確認できた。確認された破壊ポイントの平均は、上下段タイルで 519μ、中段のタイルで 765μであった。

破壊ポイントを超えた試験体は、張付材料の側面に微細なひび割れを生じており、日射による疲労劣化を受けなくても、下地コンクリートのひずみの蓄積によって、タイルの剥離が生じることが確認できた。

4. ひずみ追従性とタイル接着性能の関係

4.1 ひずみ追従性試験とクリープ剥離試験の比較

a. 実験目的

クリープ剥離試験で得られた結果と、ひずみ追従性試験で得られる結果の関係を確認する。

b. 実験方法

アムスラー型万能試験機を用いて、試験体に短期的な圧縮荷重を掛け、下地コンクリートとタイルのひずみを計測した。使用した試験体は、クリープ剥離試験と並行して行った乾燥収縮計測用の 3 体である。最大荷重は、コンクリートの圧縮強度のほぼ上限に当たる 350kN とし、載荷速度は 0.4N/mm²/秒以下とした。載荷時には、最大荷重に至るまでを 3~4 段階に分け、その都度除荷して繰り返し載荷した。

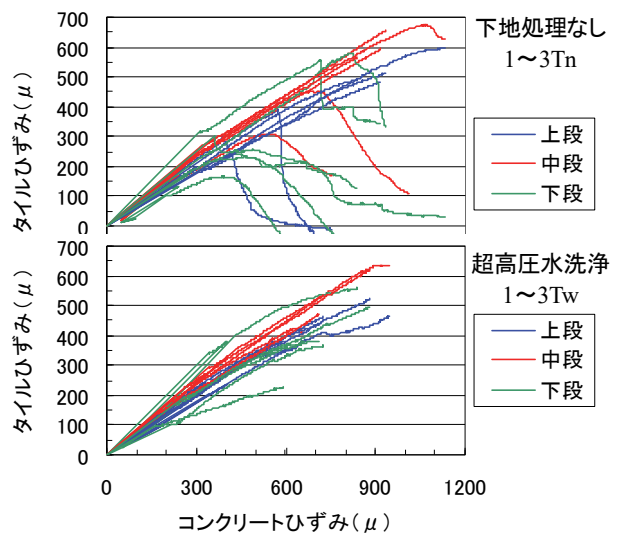


図-7 クリープ剥離試験結果

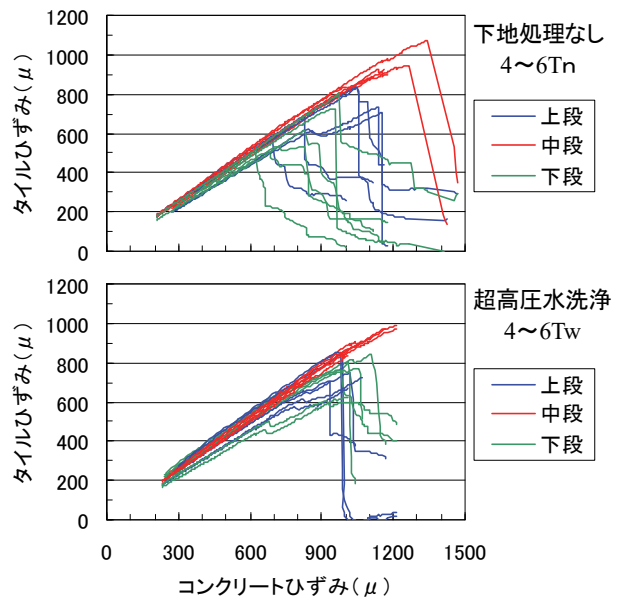


図-8 ひずみ追従性試験結果

c. 実験結果

ひずみ追従性試験結果の包絡線を図-8 に示す。下地コンクリートとタイルのひずみは、繰り返し載荷による除荷後の再載荷でも同じ関係を示す再現性があることが確認できた。本試験では、事前に 3 ヶ月間の乾燥養生を行っているため、試験体にはあらかじめ収縮ひずみが内在している。そこで、図化に当たっては、3.2 で計測した乾燥収縮ひずみを下地コンクリートのひずみ計測値に加算し、乾燥収縮に伴ってタイルに内在するひずみを、ひずみ追従性試験の初期ひずみ伝達率と下地コンクリートの乾燥収縮から算出して加算した。なお、破壊ポイント以降のタイルのひずみの最小値がほぼ 0μとなったことから、この初期ひずみの補正方法は妥当であり、試験開始前のひずみの評価が重要であると考えられる。本試験で下地コンクリートに与えた最大ひずみは、クリープ剥離試験よりも大きく、平均で 1173μであった。その

結果、下地処理なしの試験体では、上下段のタイルの12枚中10枚と、中段のタイルの6枚中2枚で破壊ポイントが確認され、超高压水洗浄した試験体でも、上下段のタイルの12枚中7枚で破壊ポイントが確認できた。

クリーブ剥離試験とひずみ追従性試験から得られた破壊ポイントを表-5に示す。クリーブ剥離試験においては、超高压水洗浄した試験体には破壊ポイントが確認できなかったため、試験結果の比較は下地処理なしの試験体で行った。ひずみ追従性試験で得られた破壊ポイントは、クリーブ剥離試験で得られた値よりも大きかった。

クリーブ剥離試験では、下地コンクリートのひずみに対する破壊ポイント以降のタイルのひずみは徐々に小さくなり、接着面の破壊が徐々に進行する様子が伺える。これに対して、ひずみ追従性試験におけるタイルのひずみは破壊ポイントで急減した。このことから、ひずみ追従性試験は荷重時間が短いことにより、タイルの張付層内で破壊が進行する間にも、下地コンクリートに与えられるひずみが増大するため、大きな値を示す結果となったと考えられる。クリーブ剥離試験で得られた破壊ポイントの値は、平均でひずみ追従性試験結果の約6割であった。これらのことから、タイルの接着に関する耐久性の評価には、ひずみ追従性試験よりもクリーブ剥離試験の方が適していることが分かった。なお、ひずみ追従性試験は短期間でできるため、ここで得られたクリーブ剥離試験との関係に基づく補正を結果に対して加えることで、より実状に合った評価ができると考えられる。

4.2 ひずみと接着強度の関係

a. 実験目的

クリーブ剥離試験やひずみ追従性試験では、下地処理方法によって異なる破壊ポイントが得られた。しかし、破壊ポイント以降のタイルについても、剥離したものとそうでないものがあり、必ずしも破壊ポイントがタイルの剥離を示しているものではない。このため、破壊ポイント以降の下地コンクリートに対して、タイルが維持している剥離防止性能を評価することが重要と考えられる。そこで、クリーブ剥離試験やひずみ追従性試験の結果を再検討し、ひずみの蓄積によって生じる劣化度を評価する。また、この評価方法によって得られる値と、タイルの接着性能の関係を確認する。

b. 実験方法

クリーブ剥離試験とひずみ追従性試験を行った後の試験体に対して、建研式接着力試験器によるタイルの引張強度試験を行った。

c. タイルのひずみ追従性能評価方法の提案

破壊ポイントを過ぎた試験体でも、ひずみが減少傾向にある間のタイルは完全な剥離には至っていないため、剥離に対する抵抗性を有している。このため、ひずみ伝達率は、破壊ポイントを過ぎた後でも、下地コンクリートに対するタイルのひずみ追従性の評価指標として使用

表-5 試験方法による破壊ポイントの比較

	クリーブ剥離試験		ひずみ追従性試験	
	上下段	中段	上下段	中段
下地処理なし	519μ	765μ	839μ	1302μ
超高压水洗浄	—	—	994μ	—

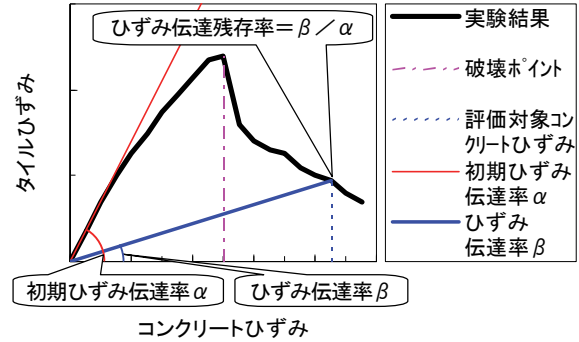


図-9 ひずみ伝達残存率の概念

することが可能と考えられる。そこで、クリーブ剥離試験やひずみ追従性試験の任意の時点におけるひずみ伝達率の、初期ひずみ伝達率に対する割合を「ひずみ伝達残存率」と定義した。ひずみ伝達率とひずみ伝達残存率の概念を図-9に示す。

クリーブ剥離試験結果から算出したひずみ伝達残存率の履歴を図-10に、ひずみ追従性試験の結果から算出したひずみ伝達残存率の履歴を図-11に示す。ひずみ伝達残存率は、破壊ポイントに至らない試験体においても下地コンクリートのひずみの増大に伴って徐々に低下した。この傾向は、クリーブ剥離試験で特に顕著であり、長期的な加力下では張付材料のクリーブによってタイルのひずみ伝達率が低下することを示唆していると考えられる。

d. 実験結果

引張強度試験で得られたタイルの接着強度を、クリーブ剥離試験とひずみ追従性試験におけるひずみ伝達残存率の最終値と対比した結果を図-12に示す。接着強度は、ひずみ伝達残存率が0.75以上の場合には1.3N/mm²以上の広範囲に分布していたが、ひずみ伝達残存率が0.75を下回ると、クリーブ剥離試験とひずみ追従性試験のいずれの場合でも同様に、下地処理の方法に関わらず、ひずみ伝達残存率に比例する強度低下傾向を示した。ここでは、タイルの接着強度の基準値²³⁾である0.4N/mm²を上回るために必要なひずみ伝達残存率は、0.5以上であった。

クリーブ剥離試験とひずみ追従性試験で、ひずみ伝達残存率が0.5となった時の下地コンクリートのひずみを表-6に示す。ここでも、ひずみ追従性試験はクリーブ剥離試験よりも大きな値を示し、クリーブ剥離試験でひずみ伝達残存率が0.5となる下地コンクリートのひずみは、ひずみ追従性試験の6割程度であった。不良率を

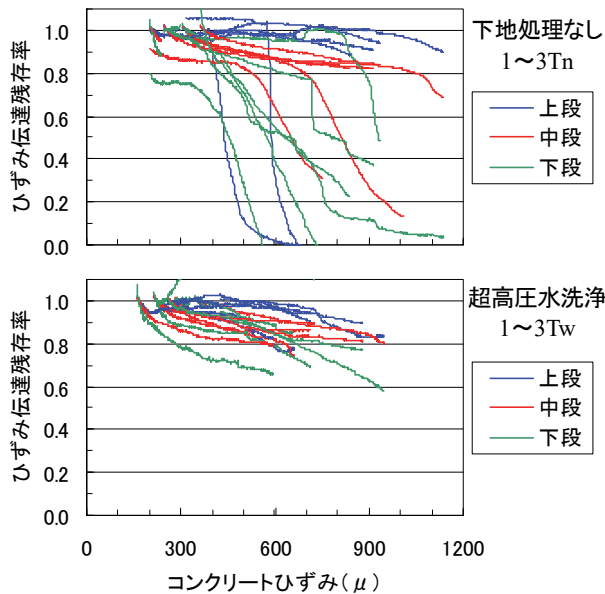


図-10 クリープ剥離試験におけるひずみ伝達残存率

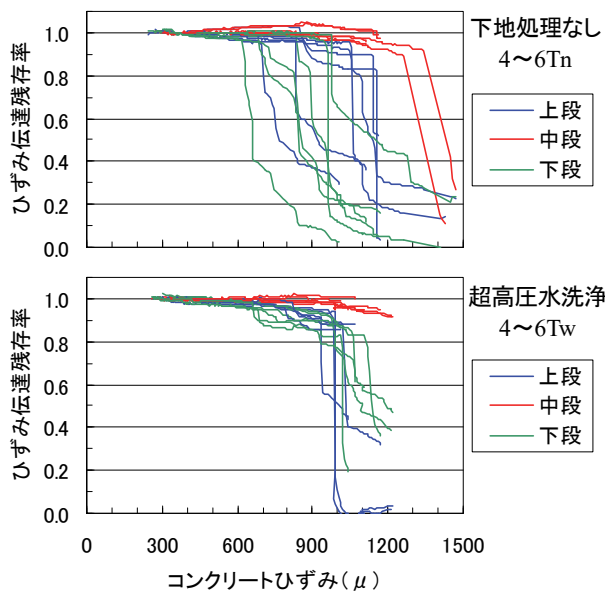


図-11 ひずみ追従性試験におけるひずみ伝達残存率

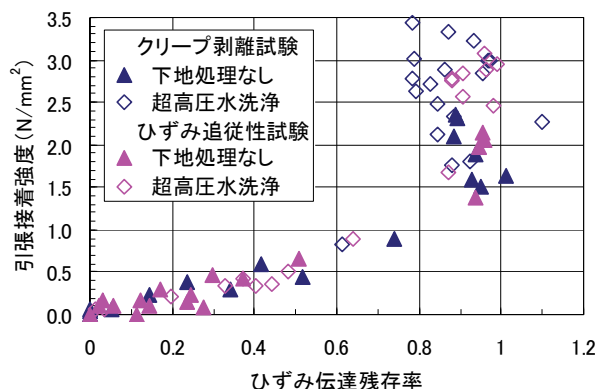


図-12 ひずみ伝達残存率と引張強度試験結果の関係

5%とした場合のひずみの上限値は、表の平均値から標準偏差の 1.65 倍を差し引いて算出でき、下地処理を行

表-6 ひずみ伝達残存率半減時下地ひずみ

	タイル位置	クリープ剥離試験		ひずみ追従性試験	
		上下段	中段	上下段	中段
下地処理なし	平均	630 μ	732 μ	953 μ	1431 μ
	標準偏差	153 μ	80 μ	156 μ	22 μ
超高压水洗浄	平均	—	—	1059 μ	—
	標準偏差	—	—	73 μ	—

わないものでは 378 μであった。また、超高压水洗浄したものは、クリープ剥離試験でひずみ伝達残存率が 0.5 まで低下しなかったが、ひずみ追従性試験結果の平均値を 0.6 倍して同様に計算すると、515 μの値が得られた。

5. まとめ

タイル張り仕上げの直張り工法を対象として、経年による剥離の主原因を明らかにすることを目的に、一連の実験を行った。その結果、日射などの日間の温度変化では、温度上昇によってタイルに圧縮力、下地コンクリートに引張力が掛かる状態のひずみ差が生じるが、長期的な温度変化では、温度が低下する場合に同様のひずみ差が生じていることが分かった。また、タイル仕上げされた下地コンクリートでも乾燥収縮が進行すること、構造体に想定される荷重や乾燥収縮によるひずみだけでもタイルの剥離が生じることを確認した。これらのことから、タイルの剥離は、タイル施工以降の下地コンクリートの乾燥収縮やクリープ、日射による表面の加熱や外気温の低下などによって生じるタイルとコンクリートのひずみ差の総和が、タイルの接着工法におけるひずみの追従性能を超えることによって生じると考えられる。なお、タイルの接着性能の低下傾向については、あらたに定義したひずみ伝達残存率によって、下地コンクリートのひずみ量から評価できると考えられる。

6. あとがき

本研究を進めるにあたり、実験に御協力いただいた日本化成株の関係各位に感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 例えば、名知博司他、「外装タイル張り仕上げのひずみ追従性設計法の提案」、日本建築学会構造系論文集、第 615 号、pp.31-37、2007.5、など
- 2) 国土交通省大臣官房官庁営繕部、「公共建築工事標準仕様書 (平成 22 年版)」、建築工事編
- 3) 日本建築学会、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS19 陶磁器質タイル張り工事 1996」、1996.10
- 4) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針 (案)・同解説」、2006.2

ウォータージェットによるコンクリート表面処理技術

－壁・柱用表面処理機の開発－

Concrete Surface Treatment Technology by Water-Jet

- Development of Concrete Surface Treatment Machine for Wall Including Pillar -

森本克秀* 石井敏之** 白石祐彰** 川西健之***

要 旨

浄水施設の耐震補強や改修工事では、コンクリート表面の塗膜をウォータージェット（以下、WJと表記）で除去することが多くなっており、品質、施工効率および作業環境の向上を目指し、壁・柱を対象としたコンクリート表面処理機（以下、表面処理機と表記）を開発・製作した。また、処理能力を定量的に把握することを目的として、WJを取り付けた装置の移動速度、処理面のコンクリート強度等をパラメータにした塗膜除去等の実験を行い、表面処理機の機能と合わせて効率的な施工方法を提案できるようにした。

キーワード：ウォータージェット、塗膜除去、研掃、耐震補強、改修

1. まえがき

コンクリート構造物の耐震補強や改修工事では、研り、塗膜除去あるいは表面を1mm程度切削する研掃をWJで行うことが多くなっている。この中でも塗膜除去や研掃では複数の噴出孔を設けたWJハンドガンや小型のバキューム付き処理機が使用されている。これらの方法は広範囲な領域を対象とした施工には効率的でなかった。

平成20年に受注した東京都水道局発注の練馬給水所配水池（第1号池）耐震補強では、配水池内の約6万m²におよぶコンクリート表面の塗膜を除去する必要がある、塗膜除去を目的とするWJを用いた表面処理機のプロトタイプを現場で製作し、柱部に適用した。この結果、ハンドガンによる施工と比べて、処理後の凹凸が少なく品質が向上すること、粉塵を含むミストが少なく作業環境が改善されることが確認された。しかし、同タイプは柱部にしか適用できないこと、作業効率がハンドガンより低いことから、高効率なWJを使った表面処理機の開発が望まれた。

このような現状から、今後の工事で必要とされる表面処理機の開発およびWJによる塗膜除去と研掃の基本性能を確認する実験および表面処理機を開発し製作した。本報では、開発機の紹介および実験結果について報告する。

2. 開発方針

表面処理機を開発するに当たり、まず同工事における

ハンドガンおよびプロトタイプ使用時の問題点を検討した。ハンドガンによる施工の問題点は、騒音・ミストにより作業環境が劣悪になること、作業員の技量によって施工効率および品質が左右されることである。一方、プロトタイプの問題点は、適用部位が柱部に限定されること、微調整機能や走行性が良くないことから位置決め時間がかかり、ハンドガンと比べて施工効率が劣ることであった。

これらの問題点を踏まえた検討の結果、下記の方針に基づいて開発を行った。

- i. 機動性の良いクローラー駆動のベースマシンとし、制御により微調整機能を付加することで、表面処理機の位置決め時間を短くする
- ii. 表面処理機は、効率化が見込める壁・柱部への適用を優先する
- iii. 位置決め後のWJ装置は、連続運転時間を長くし、WJポンプが停止する時間を短くする
- iv. WJ装置は、5.0m/minまでの一定速度で移動できるようにする

3. 開発機の概要

開発した表面処理機の全体図を図-1に示す。また、特長を以下に記述する。

- i. WJ装置は、2連の回転軸に各々4本のロッド先端に噴出孔を持つ構造で、軸が高速回転しながら700mm幅で均一に表面処理を行うことができる（写真-1）

*東日本支社環境技術部 **技術研究所 ***東日本支社機械部

- ii. W J装置はスライド装置上を側方（左右方向）にスライド装置の3倍幅までスライドでき、上下範囲を設定すると3倍幅を連続して移動し、100mm程度の重なりを持って1.8m幅の表面処理を自動で行うことができる（図-2）
- iii. W J装置は、上部構造の昇降ガイドが固定ガイド上を移動することによって、高さ6.5mまでの表面処理を行うことができる
- iv. 上部構造が壁面に対して400mm前後にスライドでき、かつ旋回できることにより、W J装置の位置決めが迅速にできる
- v. W J装置をスライド装置とW J装置の間に設けられたストローク150mmのエアシリンダーによって壁面に接触させているので、壁面の凹凸に対しても安定した施工ができる
- vi. W J装置をインバータ制御により0~5.0m/minの一定速度で移動させることができる



写真-1 W J装置

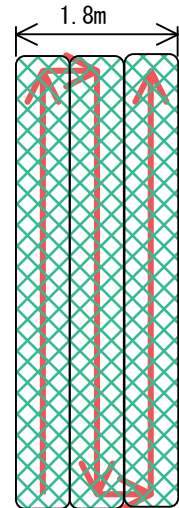


図-2 施工範囲

開発した表面処理機は、写真-2に示す模擬壁を用いた確認試験により、所定の性能を発揮することを確認した。



写真-2 確認試験状況

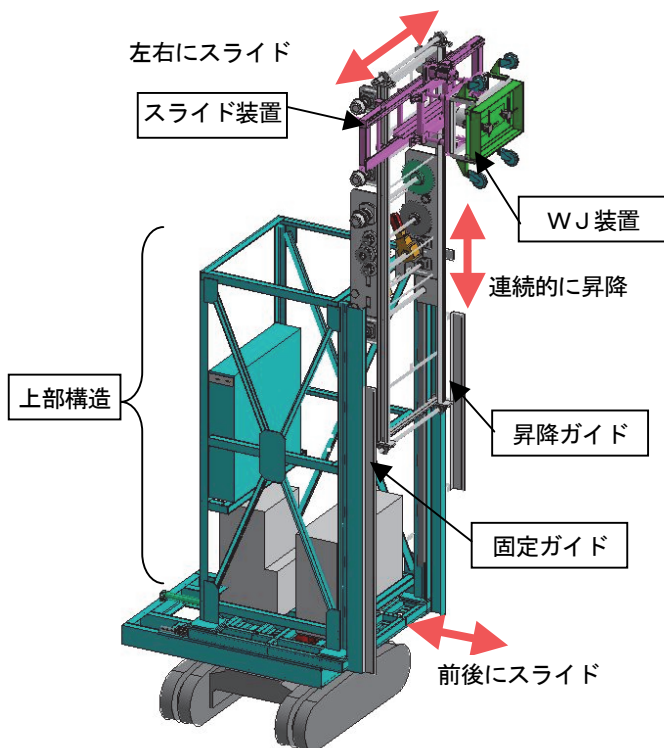


図-1 コンクリート表面処理機

4. W J装置の基本性能確認実験

W Jによるコンクリート表面処理を効率よく施工するには、W Jによる表面処理能力を定量的に把握しておく必要がある。そこで、W J装置の基本性能を確認する実験を行った。実験の目的は、塗膜の種類、処理面のコンクリート圧縮強度、W J装置の移動速度および水圧をパラメータとして、W J装置による表面処理能力（塗膜除去率、目粗し度、付着強度など）との関係を明らかにし、施工条件に応じた適切なW J装置による表面処理の施工ができるようにすることである。

そこで実験は、実験装置にセットしたコンクリート試験体において、所定の一定速度でWJ装置を移動させて表面処理を行い、処理後の表面状態を計測する実験を行った。実験は、塗膜除去実験とコンクリートの表面研掃実験の2種類とした。実験の状況を写真-3に示す。



写真-3 実験実施状況

試験体は、塗膜除去用と表面研掃用の2種類である。寸法は、ともに長さ 1500×幅 800×厚さ 100mm のプレキャストコンクリート板である。塗膜除去用試験体のみ、タールエポキシと上水用エポキシ樹脂を塗布した。なお、実験時の表面処理面は、平滑さおよび表面強度の関係からコンクリート板製作についての底面側とした。



写真-4 WJ装置の外観

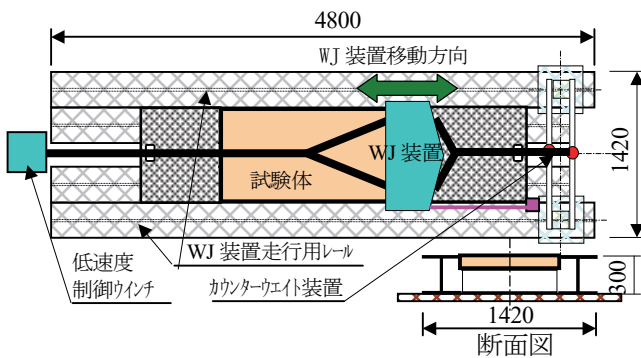


図-3 実験装置の概要

4.1 実験装置

実験装置の概要を図-3に示す。実験装置は、セットした試験体の表面をWJ装置が一定速度で移動できるようにしたもので、寸法は長さ 4.8×幅 1.42×高さ 0.3mである。装置は、WJ装置が移動する装置走行用レール、WJ装置を一定速度で移動させる低速度制御ウインチおよびWJ装置の移動速度を安定させるカウンターウエイトで構成される。

4.2 WJ装置

WJ装置は、プロトタイプに使用したものを転用した。構造は写真-1に示すものと同型で、噴射装置として2軸の回転ノズル（1軸当たり4個のノズルヘッド：ノズル径 0.35mm）を有し、幅 600mm で表面処理を行うことができる。大きさは700×500×120mmである。

実験にはこのWJ装置を車輪付の移動台車に載せて一定速度で移動できるようにした（写真-4参照）。実験に用いたWJポンプの能力は、定格出力 210MPa（最高出力 245MPa）、水量 23ℓ/minである。

4.3 試験体

表-1 塗膜除去実験ケース

タールエポキシ			上水用エポキシ		
ケース名	速度 (m/min)	水圧 (MPa)	ケース名	速度 (m/min)	水圧 (MPa)
TE-1	3.0	210	WE-1	2.0	210
TE-2	2.0	〃	WE-2	1.0	〃
TE-3	1.5	〃	WE-3	0.5	〃
TE-4	1.0	〃	WE-4	HAND	〃
TE-5	2.0	240			
TE-6	1.5	〃			
TE-7	HAND	210			

*)HAND:ハンドガンによる施工

表-2 表面研掃実験ケース

ケース名	速度(m/min)	水圧(MPa)	強度(N/mm ²)
35N-1	1.0	210	35
35N-2	2.0	〃	〃
35N-3	3.0	〃	〃
35N-4	5.0	〃	〃
35N-5	3.0	170	〃
35N-6	3.0	240	〃
35N-7	HAND [*])	210	〃
45N-1	1.0	〃	45
45N-2	2.0	〃	〃
45N-3	3.0	〃	〃
45N-4	4.0	〃	〃
55N-1	1.0	〃	55
55N-2	2.0	〃	〃
55N-3	3.0	〃	〃
55N-4	4.0	〃	〃

*)HAND:ハンドガンによる施工

4.4 実験ケース

a. 塗膜除去実験

塗膜除去の実験数は表-1に示す11ケースである。実験のパラメータは、塗膜の種類、WJ装置の移動速度および水圧（WJポンプ出力）とした。これによりパラメータの違いによる塗膜除去の差が表れるようにした。さらにハンドガン（写真-5）による表面処理を加え、WJ装置とハンドガンによる施工効率を比較した。なお、試験体のコンクリート圧縮強度は35N/mm²であり、実験終了後のコア採取による強度試験結果の値を示している。



写真-5 ハンドガンによる試験施工

b. 表面研掃実験

表面研掃の実験数は、表-2に示す15ケースである。実験のパラメータは、WJの移動速度、水圧、コンクリート圧縮強度である。これにより表面処理の仕上げの差が現れるようにした。さらに塗膜除去と同様にハンドガンによる表面処理も実施した。

4.4 表面状態の計測方法

a. 塗膜除去実験

WJにより塗膜がどの程度除去できているかを定量的に把握する目的で、実験後の塗膜除去率を計測した。計測は、実験終了後の試験体表面の塗膜除去状態をデジタルカメラで撮影し、画像解析から塗膜除去率（塗膜が除去された領域面積/全領域面積）を求めた。

b. 表面研掃実験

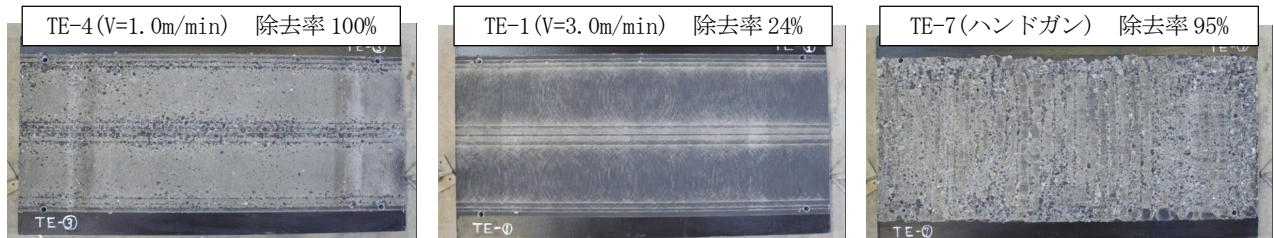


写真-6 塗膜除去実験による表面状態（タールエポキシ樹脂）

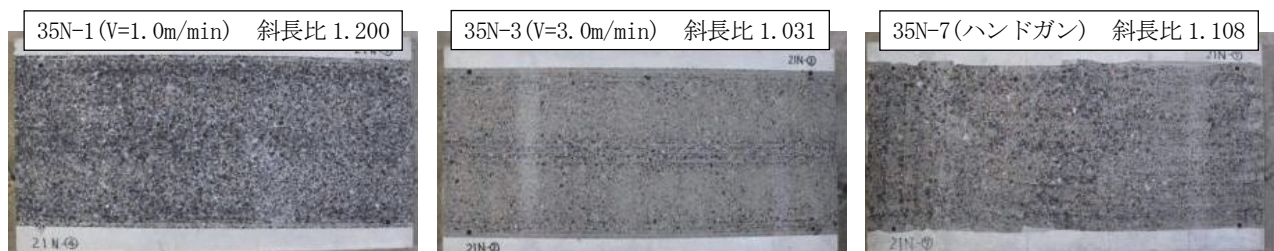


写真-7 表面研掃実験による表面状態（コンクリート表面）

WJによりコンクリート表面がどのような形状で、どの深さまで切削されているかを把握する目的で計測した。計測は、図-4に示すように、実験終了後の試験体表面の4ライン上の表面形状をレーザ変位計で測り、研掃されたコンクリート表面の目粗度の指標として斜長比（測線の凸凹の総延長/測線の直線長）と研掃平均深さを求めた。コンクリート表面の目粗度の程度を表している斜長比が大きくなることは、コンクリート表面の凸凹の度合いが大きくなっていることになる。

5. 実験結果

5.1 塗膜除去試験結果

塗膜除去後の表面状態を写真-6に、各実験ケースの塗膜除去率の結果を表-3に示す。

塗膜除去ではWJ装置の移動速度が3.0m/min以上になると円孤状に塗膜（写真-8）が残った。WJは回転（500rpm）しながら処理する方式であるため、WJ装置の移動速度が速くなると、円孤状に塗膜が残る。

図-5にWJ装置の移動速度と塗膜除去率の関係を示す。WJの移動速度が速くなると塗膜除去率が小さくなる。

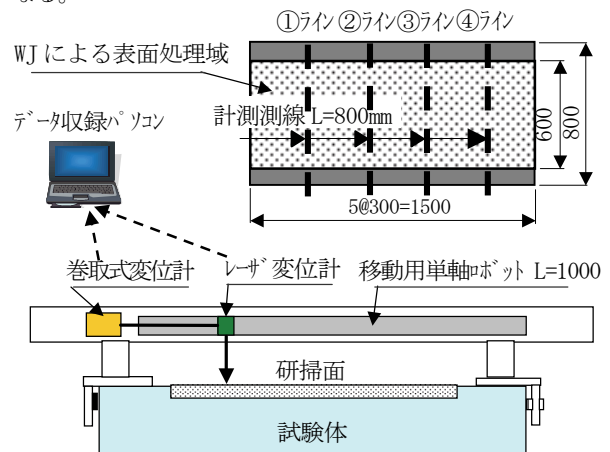


図-4 表面形状の測定方法

実験時の塗膜を完全に除去する移動速度は、タールエポキシが1.0m/min、上水用エポキシが0.5 m/minであった。W J装置の移動速度が1.5~2.0 m/minの場合には、タールエポキシの塗膜除去には大きな差はない。ここで除去率に逆転現象が見られるのは、試験体コンクリート強度にばらつきがあったためと考えられる。

施工面積が1.5m×0.6mのハンドガンによるタールエポキシ塗膜除去結果は、除去率が95%、施工時間が237秒であった。同じ除去率になるようにW J装置による塗膜除去を行った場合、図-5より移動速度が1.0m/min程度と推定できる。したがって同じ面積をW J装置で塗膜除去すると、施工時間は90秒となる。よって、W J装置で塗膜除去を行うと、施工効率は約237/90=2.6倍となった。同様に上水用エポキシの施工効率は約2.0倍となった。

また、施工表面の目視観察から、W J装置を使用した場合には除去面の凹凸の差が小さく、安定した除去ができています。人力の場合は除去面の凹凸の差が大きく、多くの部分で塗膜と共にコンクリート表面部が剥がれている。



写真-8 円弧状の塗膜跡

表-3 塗膜除去率結果

試験体名	TE-1	TE-2	TE-3	TE-4	TE-5	TE-6	TE-7
除去率	24%	49%	41%	100%	92%	100%	95%
試験体名	WE-1	WE-2	WE-3	WE-4			
除去率	2%	29%	90%	80%			

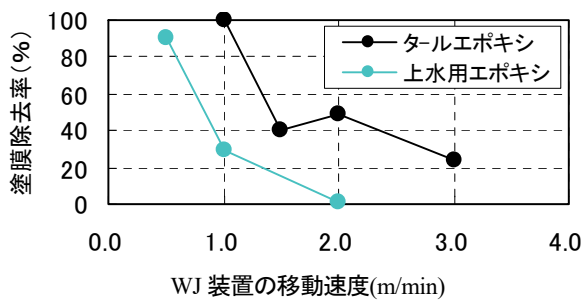


図-5 塗膜除去率結果

5.2 研掃実験結果

写真-7に表面研掃後の表面状態を、図-6に断面形状例を示す。各ケースの斜長比は、表面形状データから求めた4ラインの斜長比の平均値とした。

図-7にW J装置の移動速度と斜長比の関係を示す。試験体の圧縮強度が等しい場合には、W J装置の移動速度が速くなるほど斜長比が小さくなり、W J装置の移動速度が3.0 m/min以上になると斜長比がほぼ一定になった。これは、W Jの移動速度が速くなると、研掃に必要なW J装置のエネルギー密度が小さくなるためと考えられる。

図-8に試験体の圧縮強度と斜長比の関係を示す。圧縮強度が大きくなるほど斜長比が小さくなる傾向が見られたが、W J装置の移動速度が2.0~4.0m/minの範囲では斜長比への影響が小さい。W J装置の移動速度が1.0m/minの場合には斜長比のW J装置の移動速度による変化が顕著に表れている。

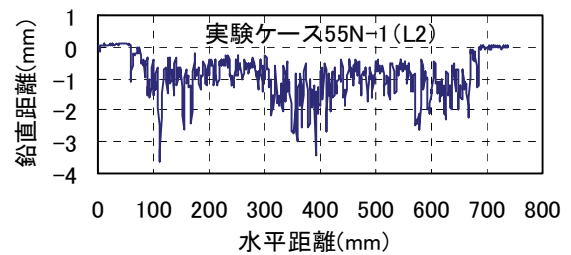


図-6 表面研掃後の断面形状例

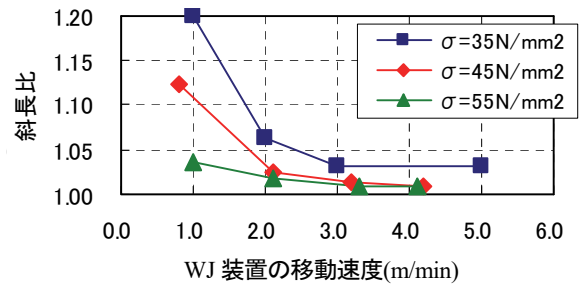


図-7 W J装置の移動速度と斜長比の関係

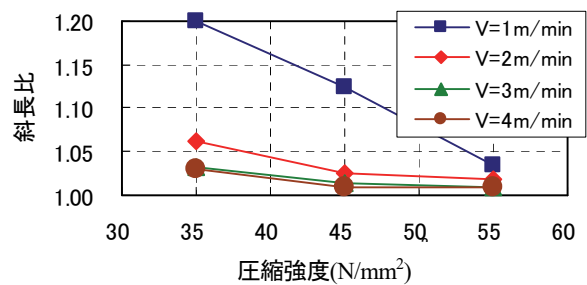


図-8 圧縮強度と斜長比の関係

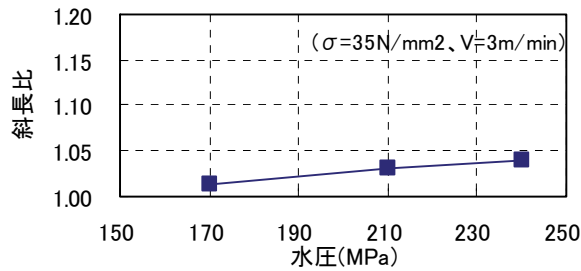


図-9 WJの水圧と斜長比の関係

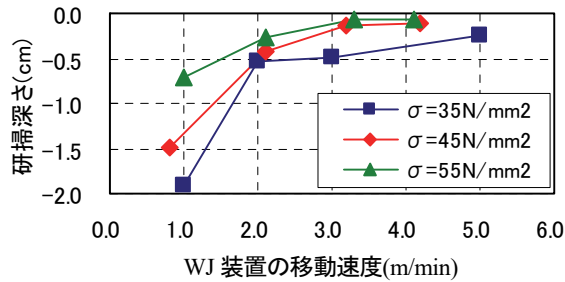


図-10 WJ装置の移動速度と研掃深さの関係

図-9にWJの水圧と斜長比の関係を示す。試験体の圧縮強度が 35N/mm^2 、WJ装置の移動速度が 3.0m/min の一定で、水圧を $170\sim 240\text{MPa}$ の範囲で変化させた。水圧が $170\sim 240\text{MPa}$ の範囲では、水圧が増加すれば斜長比も増加する線形の関係が見られたが、増加の割合はそれほど大きくない結果となった。

図-10にWJ装置の移動速度と表面研掃の平均深さの関係を示す。WJ装置の移動速度が遅くなれば、また、試験体の圧縮強度が小さいほど、研掃による平均深さは大きくなる傾向にある。

施工面積が $1.5\text{m}\times 0.6\text{m}$ のハンドガン（人力）による表面研掃結果は、斜長比が 1.108 、施工時間が 125 秒であった。斜長比が 1.1 程度になるWJによる表面研掃は、図-7（圧縮強度 35N/mm^2 ）よりWJ装置の移動速度が 1.5m/min となる。したがって同じ面積をWJで研掃する施工時間は 60 秒となり、WJ装置の表面研掃を行うと、施工効率が約 $125/60=2.1$ 倍である。

6. まとめ

塗膜除去、研掃実験ならびにハンドガンによる人力施工との比較により以下の傾向を把握した。

- i. WJとハンドガンによる人力施工の施工効率を比較すると、WJの方が、約 $2.0\sim 2.6$ 倍となり、処理面の凹凸が安定した状態で施工できる
- ii. 塗膜を完全に除去するWJ装置の移動速度は、 1.0m/min 程度である

- iii. WJによる表面研掃では、WJ装置の移動速度 3.0m/min 以下かつ圧縮強度 45N/mm^2 以下の条件においては、WJ装置の移動速度と圧縮強度は、表面研掃の凹凸の発生割合に大きな影響を与える

7. あとがき

製作したコンクリート表面処理機の開発は、配水池内の塗膜除去を効率的に行うニーズから出発したが、実工事ではコンクリートとの付着力確保の前処理としてのチップングに置き換わるものとしても適用が可能である。

また、実験により確認したWJによる塗膜除去や研掃の処理能力を基に適用工事の仕様に応じて、WJ稼働時の施工効率を推定できる。実工事に向けて表面処理機の移動や位置決めに必要な時間も把握し、単位時間当たりの施工歩掛かり把握することも重要となるので、今後、開発した表面処理機を使用し、確認試験を実施する予定である。

【参考文献】

- 1) 坪川将丈、水上純一、「コンクリート系空港舗装 - 最近の技術展開」、セメント・コンクリート、No.748、pp.49-54、2009.6

シールド情報統合管理システムの開発

－シールド工事の品質と維持管理性の向上－

Development of Integrated Shield Tunnel Information Management System

- Enhancement of Quality of Shield Tunneling and Maintainability of Shield Tunnels -

安竹 馨* 木下茂樹** 宮田岩往*** 平井 崇***

要 旨

シールド工事におけるセグメントなどの資材、掘進や測量の施工、品質を一元的に管理し、有効な維持管理情報を提供する「シールド情報統合管理システム」を開発し、シールド工事に適用した。シールド情報統合管理システムは掘進管理と測量管理システムを核とし、掘進情報とシールド機の位置情報を資材や品質を管理するシステムに受け渡す。さらに、ネットワーク通信による情報共有化技術（ICT 技術）を活用することでユビキタスな施工管理環境を形成し、シールド工事の施工管理の効率化・迅速化、と品質向上、およびシールドトンネルの維持管理性の向上を実現した。

キーワード：ICT、ライフサイクルコスト、維持管理、シールドトンネル

1. まえがき

シールド工事では、シールドの掘進データ・測量結果を掘進管理で管理・記録を行うことが一般化されている。また、近年はパソコンの小型化、高性能化とインターネット通信網の普及により、ユビキタスな施工管理環境が形成されている。一方、構造物の建設費と供用期間中の維持管理費を含めたライフサイクルコストを縮減する技術が求められており、維持管理に直結する施工情報を一元化するシステム構築は社会的なニーズである¹⁾。そこで、ICT を活用し、維持管理時にも有効な情報を提供できる

「シールド情報統合管理システム」を開発した。

2. システムの全体構成¹⁾

「シールド情報統合管理システム」は、図-1 に示すように「掘進管理」・「測量管理」の主幹システムを軸として新規開発の「資材管理システム」、「受入検査管理システム」、「路面変状管理システム」、「セグメント情報管理システム」および「写真管理システム」を要素技術として各々連動させ一元管理を実現するシステムである。

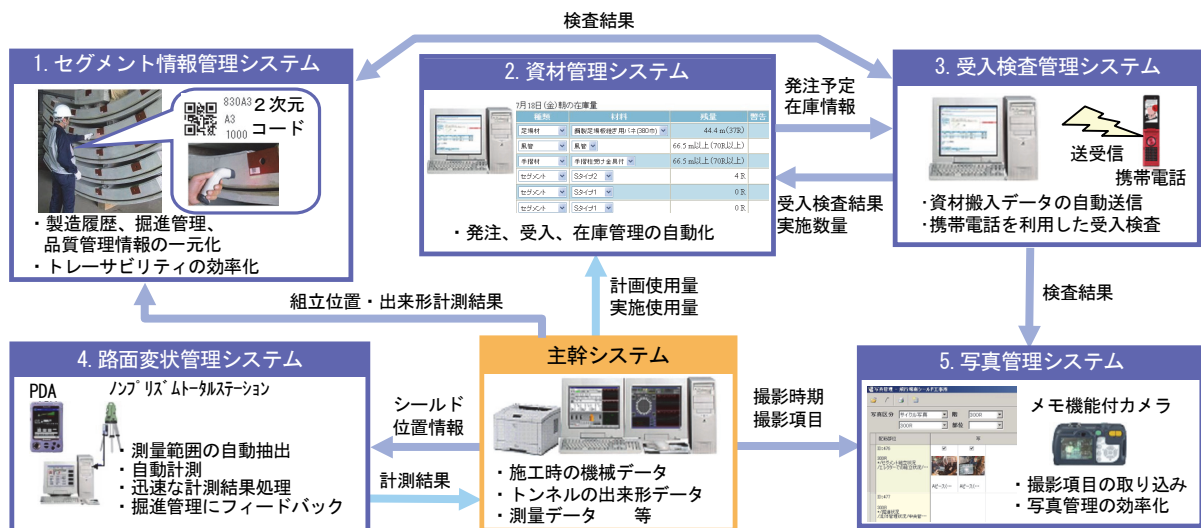


図-1 シールド情報統合管理システム

*西日本支社土木技術部 **東日本支社土木技術部 ***管理本部情報システム部

3. セグメント情報管理システム²⁾

3.1 システム概要

シールドトンネルの覆工（セグメント）においては、従来よりも高度で合理化された施工時の品質管理が求められるばかりでなく、供用後の維持管理も視野に入れた施工情報の活用が必要となってきている。これらの要求に応えるために開発したシステムは、セグメント製造時の品質管理情報、出荷、受入れ、組立などの使用履歴に関する情報、受入検査、工程内検査に代表される施工時の品質管理情報を各セグメントピースの固有情報としてデータベース化し、管理を一元化することで、瞬時に検索・追跡（トレース）できるシステムである（図-2）。さらに、セグメントの品質記録図、製造履歴に加え、掘進管理や品質も組合せた「トンネル情報シート」を作成し、データベースを電子納品することでトンネル供用後の維持管理性に容易に使用できる。

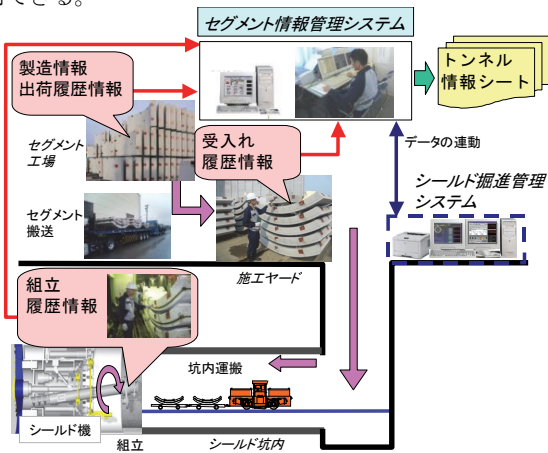


図-2 セグメント情報管理システム

3.2 トレーサビリティ管理

本システムにおけるセグメントのトレーサビリティ管理の方法を以下に述べる。

a. セグメントピースの識別

工場製作時に全てのセグメントピースに対して、識別情報（以下IDとする）を与え、製造時の品質管理情報（骨材産地、コンクリート品質管理データ等）とともに2次元コードに変換し、各セグメントピースに2次元コードを貼付けることで、セグメント1ピースごとの識別管理を行う（写真-1）。



写真-1 2次元コードの読み取り

b. セグメントピースの追跡

工場出荷時からセグメント組立までの各施工段階でセグメントを追跡し、セグメントに貼付けた2次元コードをスキャナーで読み取り、時系列でセグメントのIDを収集する。収集したデータは、ネットワークを通じてシステムのデータベース（図-3）に転送される。

1	2	3	5	6		
T1	T2	S2	S3	S4		
1	2	3	4	5		
1	2	3	4	5		
5	830A1	A1	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
6	830A2	A2	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
7	830A3	A3	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
8	830B1	B1	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
9	830B2	B2	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
10	830K	K	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
11	830A1	A1	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
12	830A2	A2	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
13	830A3	A3	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
14	830B1	B1	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
15	830B2	B2	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
16	830K	K	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00
17	820A1	A1	1000	MNPS-SK	20.04.25	13:00:00
18	820A2	A2	1000	MNPS-SK	20.04.25	13:00:00
19	820A3	A3	1000	MNPS-SK	20.04.25	13:00:00
20	820B1	B1	1000	MNPS-SK	20.04.25	13:00:00
21	820B2	B2	1000	MNPS-SK	20.04.25	13:00:00
22	820K	K	1000	MNPS-SK	20.04.25	13:00:00
23	820A1	A1	1000	MNPS-SK	20.04.26	10:00:00

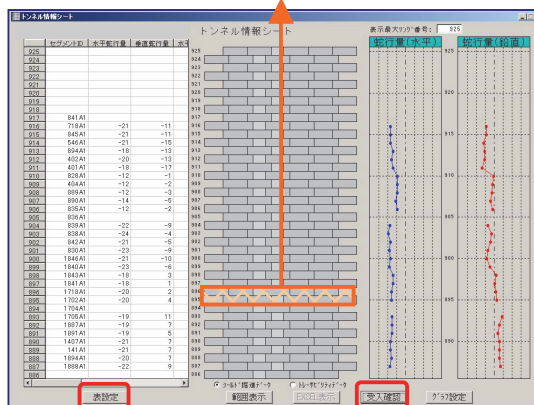
図-3 セグメントデータベース

c. トンネル情報のデータベース化

データベース化においては、各情報のセグメントIDを照合し、トンネルのリング番号をキーとして整理することにより、セグメントの品質記録図、製造履歴に加え、掘進管理や品質管理情報を一元的に管理する。「トンネル情報シート」（図-4）を作成することで、リング番号から容易にデータの閲覧と抽出ができる。さらに、製品証明や入荷伝票のPDFデータを取り込むことにより、紙ベースの製造・受入情報を含めた記録を行うことが可能となる。

セグメント情報表示画面

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
セグメントID	出荷日	製造工場	コンクリート打設日	スランブ連続数	空気量	塩化量	2日塩量	品質検査	製造履歴
830A1	20.07.11	MNPS-SK	20.04.26	10	3.1	1.1	0.016	61.3	消費発生
830A2	20.07.11	MNPS-SK	20.04.26	10	3.1	1.1	0.016	61.3	消費発生
830A3	20.07.11	MNPS-SK	20.04.26	10	3.1	1.1	0.016	61.3	消費発生
830B1	20.07.11	MNPS-SK	20.04.26	10	3.1	1.1	0.016	61.3	消費発生
830B2	20.07.11	MNPS-SK	20.04.26	10	3.1	1.1	0.016	61.3	消費発生



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
項目名	項目名	項目名	項目名	項目名	項目名	項目名	項目名	項目名	項目名
1	リングID	セグメントID	ORコード	セグメントID	10.0	1	1	845A1	at-A1
2	セグメント種別	ORコード	セグメントID	10.0	2	2	845A2	at-A2	
3	セグメント種別	ORコード	セグメントID	10.0	3	3	845A3	at-A3	
4	セグメント種別	ORコード	セグメントID	10.0	4	4	845B1	at-B1	
5	セグメント種別	ORコード	セグメントID	10.0	5	5	845B2	at-B2	
6	組立日時	mm	組立日	13.0	6	6	845K	at-K	
7	組立位置	A, B, C	組立日	13.0	7	7	850A1	at-A1	
8	組立位置	A, B, C	組立日	13.0	8	8	850A2	at-A2	
9	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	9	9	850A3	at-A3	
10	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	10	10	850B1	at-B1	
11	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	11	11	850B2	at-B2	
12	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	12	12	850K	at-K	
13	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	13	13	851A1	at-A1	
14	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	14	14	851A2	at-A2	
15	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	15	15	851A3	at-A3	
16	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	16	16	851B1	at-B1	
17	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	17	17	851B2	at-B2	
18	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	18	18	851K	at-K	
19	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	19	19	902A1	at-A1	
20	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	20	20	902A2	at-A2	
21	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	21	21	902A3	at-A3	
22	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	22	22	902B1	at-B1	
23	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	23	23	902B2	at-B2	
24	掘進方向	水平	掘進方向	10.0	24	24	902K	at-K	

表設定画面

受入れ確認画面

図-4 トンネル情報シート

3.3 システムの適用範囲

セグメント情報管理システムをコンクリート二次製品である RC セグメントを用いるシールド工事に、適用する。共同溝、地下鉄、下水道等の二次覆工省略型の管渠においては、供用後の維持管理を含め、その有用性が特に高い。

3.4 システムの適用事例

本システムの機能と効果を確認するため、以下の工事において現場適用した。

- i. 工事名：九頭竜川下流（二期）農業水利事業
十郷2号用水路その5建設工事
- ii. 発注者：農林水産省北陸農政局
- iii. 施工場所：福井県坂井市坂井町
- iv. 工事規模：泥土圧シールド工法、延長
L=1,792m、RC セグメント外径φ4,550mm、
仕上がり内径φ3,500mm（鋼管）

3.5 システムの特徴

- i. 2次元コードの読取時間は1リング当たり10秒であり、製造番号を書き留める従来方式より大幅に迅速化できる
- ii. スキャナーは、ハンディターミナルとクレードル間で無線操作が可能なものを使用することで、地上ヤード・切羽での読込み作業の制約が無く、施工性が良い（無線範囲、見通し20m）
- iii. 読取りとデータ転送を音とランプによる区別で容易に確認でき、読込みの操作ミスがなくなる（写真-2）
- iv. 主幹システム（掘進管理、測量管理）から、推力や蛇行量等の掘進データを情報シートに自動で読込み・記録することで、効率的な品質管理が可能である



写真-2 無線式スキャナー

3.5 システムの適用結果

セグメント情報管理システムの導入により、製造時、受入れ時、施工時のデータの一元管理が、セグメントのリング番号毎に整理されたトンネル情報シートによって可能になった。

また、トンネル情報シートを用いて、リング番号をもとに維持管理を行うことで、リング番号に関わる情報を容易に検索できる。そのため、仮に不適合品が発生した場合においても、原因追及が従来方法より迅速化でき、不適合原因と製造不適合発生のおそれがあるピースの再検査をメーカーへ指示することで、現場へ

の搬入を防止できる。また、今後、トンネル情報シートを発注者へ電子納品することにより、維持管理にも有効な情報を提供できると考える。

4. 路面変状管理システム³⁾

4.1 システム概要

シールド路面変状管理は、掘進に伴う先行沈下や後続沈下等の変状の把握を目的としている。一般的に、トンネル中心線とその両側に測点を設け、シールド通過前と通過後の一定範囲の水準測量を行う。路面変状管理の手順は、

- ① シールドの切羽位置から測量範囲を抽出
- ② 水準測量の実施
- ③ 測量結果を掘進管理に反映

である。これまでは②から③に至るまでに半日程度のタイムラグが生じており、路面陥没等のトラブル要因となっていた。路面変状管理システムは、管理のタイムラグ防止し、この一連の手順を自動化するシステムである。さらに、管理対象や測量頻度など施工条件に応じて、ノンプリズムトータルステーション（以下、ノンプリズム TS）、オートレベルの2種類の計測機器を使い分けるシステムである（図-5）。計測機器別に各手順におけるシステム概要を以下に示す。

a. ノンプリズム TS を使用した全自動システム

- ① 主幹システムのシールド現在位置データから測量範囲を自動抽出する
- ② ノンプリズム TS を用いて路面を自動計測する
- ③ 計測データを無線操作機でシステムに転送し、測量結果の計算と図化を自動で行う
- ④ シールド運転席に即時に結果を表示し、路面変状管理値を超過した場合は警告を自動表示する

b. オートレベルを使用した半自動システム

①および④のシステムは上記システムと同一である。オートレベルを用いて路面を計測し、携帯電話端末からシステムに転送、測量結果計算と図化を行うとともに測量ミスの確認を自動で行う。

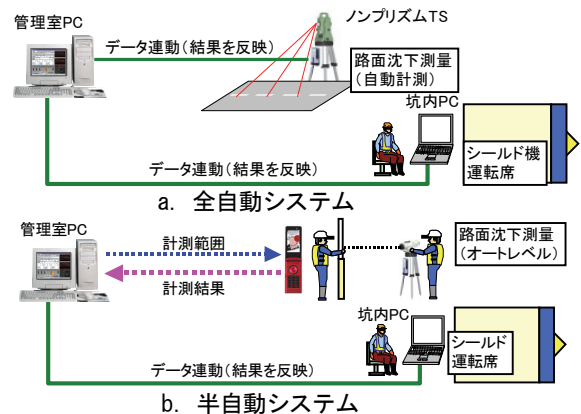


図-5 路面沈下管理システム概要

4.2 システムの適用範囲

路面変状管理システムは、現場状況に応じて任意に計測機器選択が可能なシステムであり、全てのシールド工事について適用できる(図-6)。例えば、初期掘進時や重要構造物近接施工時など、測計測頻度を高く設定しなければならない区間についてはノンリズムTSを用いた計測管理を選択し、それ以外の区間についてはオートレベルを用いた計測による管理を選択することも可能である。

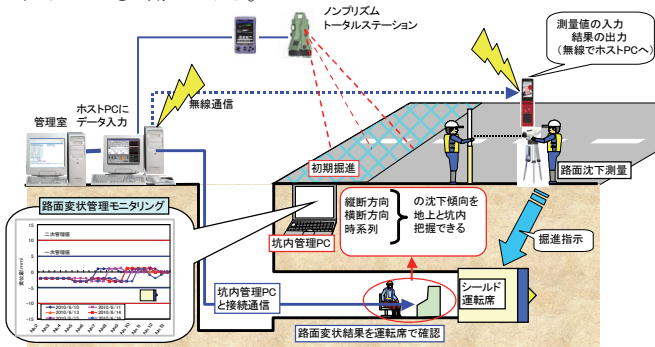


図-6 路面変状管理システムの適用イメージ

4.3 システムの適用事例

本システムの機能と効果を確認するため、オートレベルを使用した半自動システムを以下の滋賀県内の泥土圧シールド工事に適用した。

- i. 工事名：琵琶湖流域下水道東北部長浜第二幹線松原磯工区管渠工事
 - ii. 発注者：滋賀県
 - iii. 施工場所：滋賀県彦根市松原町
 - iv. 工事規模：泥土圧シールド工、延長L=990m、セグメント外径φ2,000mm、仕上がり内径φ1,350mm
- 以下に、適用システムの詳細を記す。

a. 計測範囲の抽出

システム導入時に、設定画面で掘進位置からの計測範囲、計測頻度等を設定する。

日々の作業においては、主幹システムの坑内自動測量結果から計測範囲を抽出し、携帯電話端末に計測範囲データを送信する。

b. 水準測量

測量データの送受信は、携帯電話のアプリケーションで実施する(写真-3、写真-4)。前視、後視の測量値を直接携帯電話に入力し、システムに返信する。測量の入力ミスを防止するため、入力した値が設定値以上の変動が有る場合は携帯電話に警告画面を表示する。



写真-3 携帯アプリ画面



写真-4 路面沈下計測状況

また、設定した時刻までに測量値の送信が無ければ、主幹システムモニターに計測指示画面が表示される。さらに、測量結果の図化により、測点・縦断面・横断面の経時変化グラフを自動作成する(図-7)。

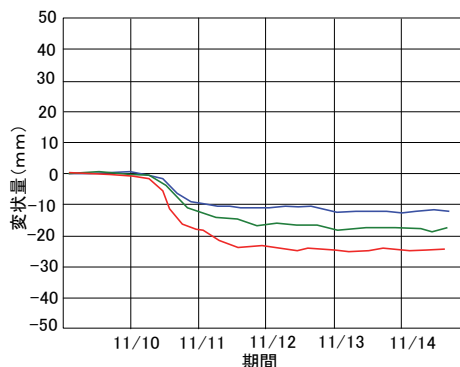


図-7 路面計測点 経時変化グラフ(例)

c. 結果のフィードバック

シールドと計測位置関係から先行沈下と後続沈下を自動判定し、路面変状管理値を超過した場合は掘進管理パソコン(地上管理室およびシールド運転席)に警告表示を行う。(図-8)。計測結果を自動的に記録し、帳票に出力できる。

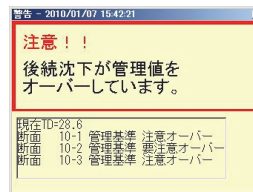


図-8 警告表示(例)

4.4 システムの特徴

- i. 携帯電話を入力端末として使用することにより、利便性が高く経済的なシステムである
- ii. 測量結果の画面上から、誤入力や計測値を一測点ごとに確認できる
- iii. 計測範囲を自動で抽出し、携帯電話に読み値を入力するだけで帳票作成までが自動で可能となり、効率的な計測作業ができる
- iv. 主幹システムでデータ化した計測結果を共有することで、測量データの呼び出しや掘進データとの関連付けが容易に行え、路面変状の原因究明と施工管理への迅速なフィードバックができる

4.5 システムの効果

路面変状管理システムの導入により、シールドの切羽直上の路面変状を把握できた。さらに、路面変状を掘進管理のパラメーターとして活用し、変状に応じて切羽土圧や裏込め注入圧力などの掘進管理値を変化させることで切羽部の先行沈下、テール部での後続沈下を防止できた。オートレベルに替えてノンリズムTSを用いれば、近接施工や土質層境等のリアルタイム重点管理が可能である。

5. 資材管理システム・受入検査管理システム

5.1 資材管理システムの概要

本システムは、主幹システムから資材の使用量と使用実績データを受け取り、かつ現場条件、工程（日進量、休工予定日）を設定することで、シールド工事に使用する資機材の在庫管理および発注管理を自動化するシステムである。従来は、FAX と電話により資材の発注・確認作業を行っていたが、本システムでは発注予定策定機能により作成した予定をシステム上で発注することで、材料メーカーへ Web 発注ができる。また、材料不足が予測される場合は発注警告を表示し、発注予定策定時、ストック量オーバーが予測された場合にはストックオーバー防止警告を表示する（図-9）。



図-9 資材管理システム 管理画面

5.2 受入検査管理システムの概要

本システムは、セグメントなどの資材受入時に、現場職員が所有する携帯電話の通信機能を利用して、資材の品質管理を迅速に行うシステムである。資材管理システムサーバーから携帯電話に資材の入荷予定データが Web 送信される。現場職員は、表示される受入検査項目に従って検査を行い、入荷写真と検査結果を携帯電話からメール送信することで、受入検査の全数実施が効率的かつ確実に実施できる（図-10）。

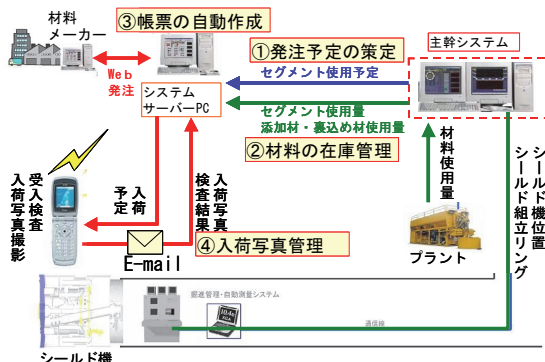


図-10 資材管理システムと受入検査管理システムの連携

5.3 不適合品発生時の処理

受入検査で不適合品の入荷が発生した時は、以下の

方法で不適合品発生時の処置と記録を行う。

- i. 携帯電話を用いて不適合の詳細と該当部の写真を添付し、システムサーバーにメール送信を行う（図-11）。
- ii. システムサーバーはメールを受信すると、管理責任者へ不適合発生連絡メールを自動送信する（図-12）
- iii. 管理責任者と発注者で不適合処置を決定後、パソコンもしくは携帯電話から処置を記入する（図-13）



図-11 携帯による受入検査状況



図-12 不適合発生連絡メール

No.	検査項目	合格判定基準値	検査方法
1	形状・寸法	注文履歴との適合	納品位置と実物照合
2	実形・画像の有無	クラックの有無	目視
3	実形・画像の有無	クラックの有無(幅0.1mm以上)	目視、クラックスケール

検査日	形状	数量	検査項目	合格判定	検査員	不適合品の処置	
						不適合の理由	処置方法
6/12	Sタイプ2	1	1	合格	安竹	クラック0.2mm	□手直し
			2	合格			□特別取用
			3	合格			□不採用
6/12	Sタイプ2	1	1	合格	安竹	クラック0.2mm	□手直し
			2	合格			□特別取用
			3	合格			□不採用
6/12	Sタイプ2	1	1	合格	安竹	クラック0.2mm	■手直し
			2	合格			□特別取用
			3	合格			□不採用

図-13 受入検査結果

5.4 システムの適用範囲

インターネット環境があり、携帯電話通信が可能な地域内にあるシールド工事全てに適用可能である。

5.5 システムの適用事例

九頭竜川下流（二期）農業水利事業十郷2号用水路その5建設工事、および琵琶湖流域下水道東部長浜第二幹線松原磯工区管渠工事において現場適用した。

5.6 適用結果および効果

- i. Web 発注と使用量予測と実施使用量から自動作成された受払い簿により資材管理が効率化できた
- ii. 携帯電話による受入検査と写真撮影で、受入検査記録と材料写真整理を省力化できた
- iii. 警告機能により、材料の過不足やヒューマンエラーによるトラブルを防止できた
- iv. 携帯電話を用いたセグメントの全数受入検査により、未検査品および不適合品の使用から生ずる品質低下を防ぐことで、シールドトンネルの品質を確保できた

低土被り条件下での掘削による地盤 挙動の解明手法の開発

Development of a Numerical Method for Deformation and Failure by Excavating Small Covering Soil Layers

外木場康将* 森田修二** 藤田 仁***

要 旨

農業用排水施設の改修が進む中、生活用水との供用による大容量化や地表面の有効利用の観点から、施設を大規模地中構造物へ転換し、用途を拡大することが求められている。本研究では、従来設計方法の合理化が強く求められている大規模地中構造物構築時の地盤挙動の解明を目的とし、（独）農村工学研究所はじめ民間4社と共同で数値解析手法の確立を進めてきた。当社は、R&C工法に代表される低土被り条件下で掘削する場合の地盤挙動の予測を担当した。土の特性の一つであるせん断帯へのひずみ局所化を考慮した弾塑性有限要素法による数値解析モデルを提案し、土質模型実験結果との比較により、地盤の初期挙動から崩壊に至るまでを、良好に模擬できることを確認した。また、R&C工法を適用した現場の計測結果との比較から数値解析モデルの妥当性を確認した。

キーワード：弾塑性有限要素、低土被り、掘削、せん断帯

1. まえがき

農業用排水施設は、現在全国に約 40 万 km 敷設されており、農業において最も基幹的な役割を成している。これらの施設は供用後 40～50 年経過しており、改修の必要性のあるものが増加している。さらに、農業政策の転換に伴い、受益地の自然的・社会的条件の配慮、施設の機能性・安全性および管理の合理性の確保、維持管理費を含めた経済的な運営が求められている。この社会情勢から、農業用排水施設の中でも幹線水路や支線水路などの開水路は、生活用水との供用による大容量化ならびに地上の有効活用の面に配慮して、大口径パイプラインやボックスカルバートに代表される大規模地中構造物へシフトすることが多くなっている。このことは、これまでに数多くの実績を有してきた小・中規模の地中構造物の構築とは、全く異なるものであり、適切な設計・施工手法の確立が望まれている。

このような背景から、当社では、農水省・官民連携新技術研究開発事業の「大規模地中構造物の挙動解明手法の開発」(H18～H21) に幹事会社として参画し、農工研・東京大学・民間企業4社で図-1 に示すコンセプトのもと共同研究を行った。共同研究の中で当社は、低土被り条件下での非開削アンダーパス工法（以下、非開削工法）に着目した。低土被り下での非開削工法は、地中水平掘削時に、地表面沈下ならびに掘削面（切羽）の崩

壊が懸念され、これらを確実に抑えることが技術的な課題となる。これまでの設計手法では、変形問題と安定問題を別の問題として取り扱っていた。しかし、実際の地盤は変形が発生し、その変形が増大することで破壊が生じる。そのため、これまでの設計手法の適用では、想定範囲外の変形や破壊が生じることがあり、また一方で、過度な安全性を見積り、不経済な施工も予想される。そこで、本研究は低土被り条件下での地中水平掘削による地盤の変形から崩壊までの一連の挙動および地中構造物への影響を評価できる計算手法の確立と掘削による地盤挙動の解明を目的とした。

これにより、変形と安定問題を同時に検討でき、さらに施工中の計測とリンクさせることで地盤の安全性の評価が可能となり、安全で効率の良い施工が可能となる。

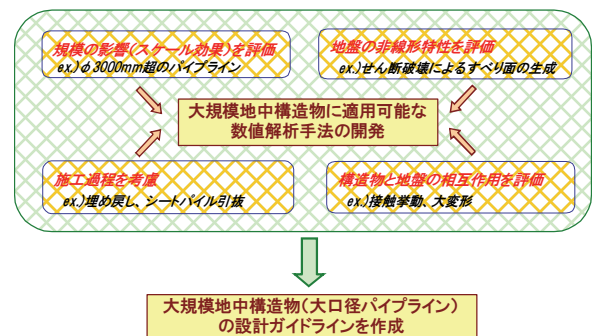


図-1 「大規模地中構造物の挙動解明手法の開発」のコンセプト

* 東日本支社土木技術部 ** 西日本支社環境技術部 *** 東日本支社土木原価部

これまでに、新たな計算手法として、地盤・構造物を微小変形から破壊まで連続的に解析できる弾塑性有限要素法による数値解析手法を提案した。非開削工法を模擬した土質模型実験と実験のシミュレーションを実施し、解析方法の有効性¹⁾を確認している。しかし、上記の結果は実験を模擬したものであり、一定の応力場での検討であるため、この結果のみで数値解析モデルの有効性を判断することは難しい。

そこで、施工を詳細に模擬し、かつスケールを大きくした土質模型実験を実施した。前回の結果¹⁾にあわせて、今回の実験と実験を模擬した数値解析の結果を比較することで、数値解析モデルの有効性の検証、ならびに掘削による地盤変形・崩壊モードを把握し解明する。さらに、模型実験では各計測器を設置し、実験・解析の結果から適切な計測管理手法の提案を行う。

次に、模型実験レベルで確立された数値解析モデルを実現場に適用し、現場実証試験を実施する。上記の検討で提案された計測管理を実際の現場にも適用し、実測結果と施工を模擬した数値解析の結果を比較することで、提案した数値解析モデルの現場レベルでの検証と実現場での地盤状態の把握を行う。なお、土質模型実験で対象する非開削工法は、R&C工法の発展的な工法である「先受ルーフ工法」を採用する(図-2)。これは、先受ルーフ工法が地盤の支持力を利用して地表面を保護するため、地盤と構造物の相互作用を議論する必要があり、非開削工法の中で最も複雑な施工機構といえる。すわなち、先受ルーフ工法を適切に表現することができれば、他の非開削工法も同様に適用可能といえる。一方、現場実証試験は、非開削工法で最も普及している「R&C工法」を対象にする。

2. 土質模型実験と数値解析

2.1 実験概要

模型実験の概要を図-3、実験装置を、図-4に示す。実験模型の縮尺比を1/10として、寸法はそれぞれ幅2.0m、奥行き1.5m、掘削深さは0.5mである。これらは、土層深さが奥行き以下であると実験装置中央付近では側壁面の影響がほとんどないという報告²⁾を踏まえて設定した。実験土層の外側に補強鉄板を配し、奥行き方向への変位を拘束することにより、平面ひずみ条件を確保した。

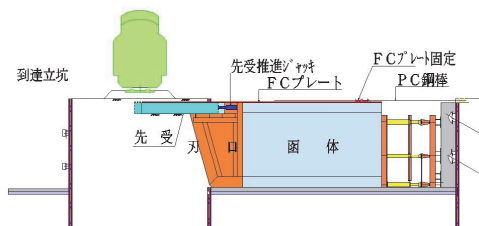


図-2 先受ルーフ工法概要

土質材料として、含水比5%の豊浦砂を使用した。土層の自立が1.0mの高さまで可能であり、土層が崩壊するときのせん断帯の発生機構が比較的観察しやすいように製作した。土層については、振動バイブレーターにより試料を締め固め、相対密度が50%になるように1層の厚さを100mmずつ作成した。なお、バイブレーターの移動時間や巻き出し厚については、事前の予備実験で適切な仕様を決定した。さらに、層境の透明アクリル部近傍には土層の崩壊状況を観察するための黒砂を敷き均す。

先受ルーフにはたわみが生じないように中空正方形鋼(50mm、厚み2.3mm、先受長400mm)を使用した。上載荷重は、エアバックにより10.0 kN/m²の空気圧を漸増载荷した。

簡易な掘削機を用いて10mmずつ掘削した。また、計測については、実現場で簡便に設置できるものと考え、地表面に鉛直沈下計、図-5に示すように、ルーフ内部に土圧計と傾斜計を設置した。これら計測結果と、アクリル面にみえる地盤の挙動をデジタルカメラで撮影し、画像分析により地盤の変形・崩壊モードを測定する。

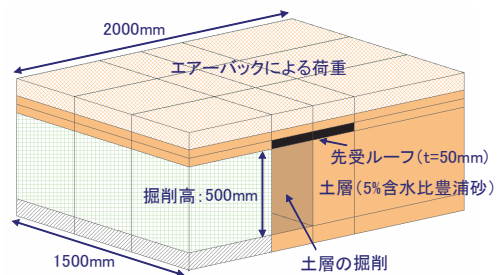


図-3 土質模型実験概要



図-4 土質模型実験概要

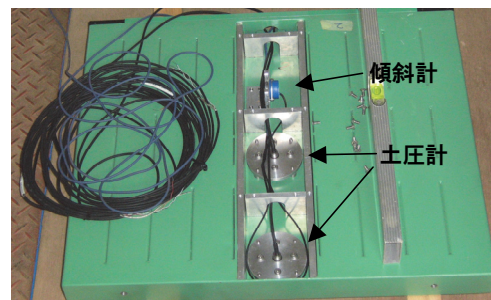


図-5 ルーフ内の土圧計と傾斜計の設置

2.2 有限要素解析の概要

フーチングの支持力問題に安定した解が得られる弾塑性有限要素解析モデル³⁾を地中水平掘削問題に拡張し、実験結果をシミュレーションする。解析モデルの特長として、地盤の限界荷重解析に適している4節点アイソパラメトリック平面要素で1点での低減積分の使用、構成式には地盤のひずみ硬化・軟化およびせん断帯の考慮、非線形解析には、implicit-explicit 混合型の動的緩和法の採用⁴⁾が挙げられる。

本解析においては、ひずみ硬化・軟化の構成式にせん断帯の影響を考慮した応力-ひずみ関係を適用する。Tatsuokaら⁵⁾は、せん断帯は一定の幅をもって生じ、その幅は材料の平均粒径の約20倍であり、さらにせん断帯内での応力-せん断変形関係は粒径のみに依存すると指摘している。このことより、せん断帯幅は材料依存で一定であるため、せん断帯が生じた有限要素では、要素寸法によって応力-ひずみ関係が大きく異なるスケール効果が生じる。しかし、応力-ひずみ関係は材料固有のもので、要素サイズに依存してはならない。このため数値解析ではせん断帯の生じた有限要素が、材料固有の応力-ひずみ関係になるように、要素寸法に応じて応力-ひずみ関係が調節されるようになっていなければならない。最も簡便な方法は、要素寸法をせん断帯と同じ大きさにするところであるが、今回の実験規模や実現場への拡張を考えると要素寸法をせん断帯幅近くにするには計算時間・容量などより困難である。そこで、本モデルではせん断帯の効果を考慮するため、式(1)、式(2)に示すように要素面積に対するせん断帯面積の面積率の近似パラメータを塑性ひずみ増分に乗じることで表現を試みた。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + s d\varepsilon_{ij}^p \tag{1}$$

$$s = \frac{F_b}{F_e} \cong \frac{w}{l} \tag{2}$$

ここに、 $d\varepsilon_{ij}^e$ は弾性ひずみ増分、 $d\varepsilon_{ij}^p$ は塑性ひずみ増分、 s は要素に対するせん断帯の面積比、 F_b はせん断帯面積、 F_e は要素面積、 w はせん断帯幅、 l は要素長さである。図-6に先受長が400mmの計算メッシュ図を示す。掘削相当箇所周辺の土層のメッシュサイズは1辺20mmである。境界条件については、底面は水平・鉛直方向を固定し、側面は水平方向のみ固定する。収束判定には荷重ノルム0.001を用い、荷重1増分あたり、最大100,000回の繰返し計算を行った。解析に使用した各物性値⁵⁾を表-1に示す。また、粘着力に関しては田中・阿部⁶⁾の同定解析結果から得られた値を使用した。計算は、せん断帯を解析上で考慮する必要性について検証するため、せん断帯を考慮する計算と考慮しない計算の2種類行う。

2.3 実験結果と解析結果

a. せん断帯の影響

先受長400mmのケースを対象に実験と解析結果の比較を行う。図-7は、土層崩壊直後（掘削距離260mm）の地表面沈下の分布を示す。同図より、実験・解析ともに地表面の沈下は、土層の崩壊による先受ルーフの大きな変形に付随して生じていることがわかる。また、実験・解析結果の比較より、せん断帯を考慮した解析結果は、考慮していない解析結果に比べて、地表面沈下分布について、実験結果と同じような傾向を示しており、せん断帯を考慮しなければ最大地表面沈下量や地表面沈下量範囲も大きくなる。次に、解析での最大せん断ひずみ分布と実験でのせん断帯のモードを図-8に示す。同図より、せん断帯を考慮した解析の最大せん断ひずみの集中領域は、ルーフ先端と切羽面の上端と下端にあり、実験におけるせん断帯のモードと同様の傾向がみられる。一方、せん断帯を考慮しない結果では、最大せん断ひずみの集中領域がせん断帯を考慮しない結果に比べ、広範囲にわたっている。この現象は、粒径に依存するせん断帯（実験では豊浦砂で約3mmのせん断帯幅）にしか集中しない塑性ひずみを2cmのメッシュで表現しているため、結果として塑性ひずみを多く見積もっているからである。数値解析モデルを現場レベルの規模で適用することを考えると、1メッシュのサイズはさらに大きくなり、実現象との差異が非常に大きくなると予想される。これによりせん断帯を考慮せずに地盤の破壊モードを考えると、実際より大きな破壊モードを想定することになる。

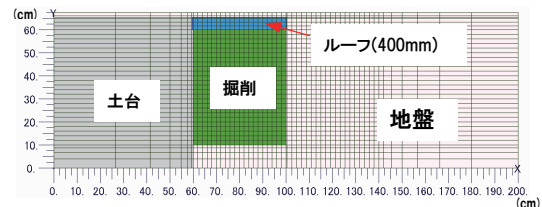


図-6 計算メッシュ図 (先受400mm)

表-1 (a) 計算で使用する物性値 (模型地盤験)

初期せん断弾性係数	G_0	78,000	kN/m ²
ポアソン比	μ	0.3	
残留内部摩擦角	φ_R	34	deg
ピーク応力比に対する塑性ひずみパラメータ	ε_f	0.1	
せん断によるひずみ軟化パラメータ	ε_r	0.6	
硬化係数	m	0.3	
せん断帯幅	w	3.0	mm
粘着力	c	0.98	kN/m ²
平均相対密度	D_r	60	%
湿潤単位体積重量	r	15	kN/m ³

表-1 (b) 計算で使用する物性値 (ルーフ・物体)

	函数	ルーフ	単位
ヤング係数	E	2.5×10^7	4.65×10^7 kN/m ²
ポアソン比	μ	0.2	0.2
せん断弾性係数	G	1.0×10^7	1.94×10^7 kN/m ²
単位体積重量	r	24.5	9.5 kN/m ³

b. 模型地盤の変形

実験における各計測機器から得られる地表面沈下量、ルーフの傾斜角、ルーフに作用する土圧と掘削距離との関係を図-9に示す。同図から、掘削が進むにつれ、地表面沈下やルーフに変形（傾斜）が生じているがどちらも地盤崩壊まではごくわずかな値である。地盤の崩壊は、突発的に起こるため、地表面沈下計や傾斜計からは、地盤の崩壊の助長を確認することは難しいといえる。一

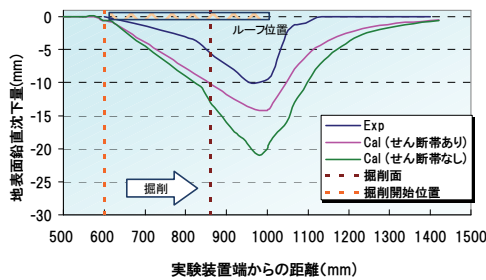


図-7 土層崩壊直後地表面沈下の分布

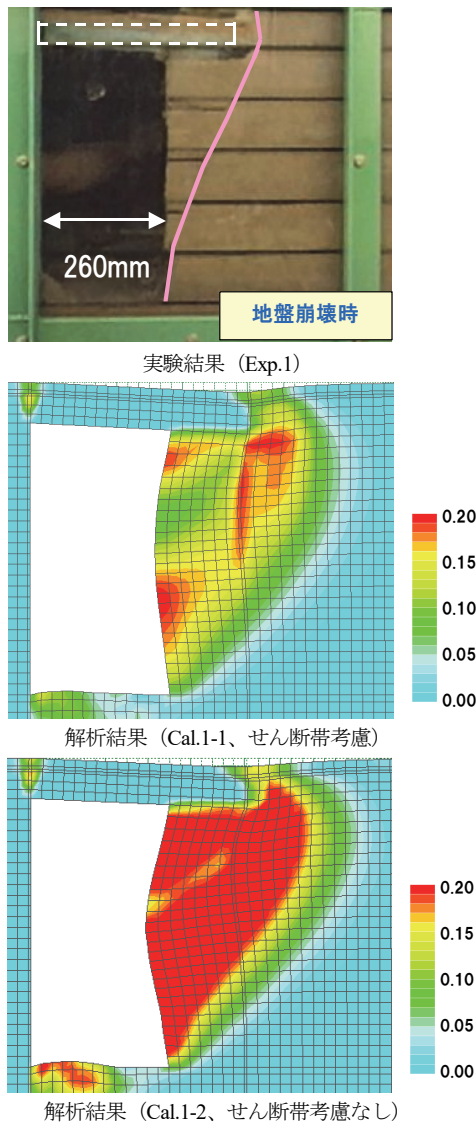


図-8 掘削距離 260mmでのせん断帯の発生状態と最大せん断ひずみ分布

方、ルーフ先端に作用する土圧は、掘削が進むにつれ増加し、ある一定の掘削距離を超えると土圧の増加がなくなり、さらに掘削が進み、地盤が崩壊すると土圧が減少する。図-10に掘削距離と土圧変化の関係について実験結果と解析結果をあわせて示す。なお、同図では掘削開始時を0とし、掘削開始時からの土圧変化を示している。同図より、実験・解析ともに、掘削初期は掘削の進行とともに土圧が増加するが、掘削が進み土層崩壊直前においては、土圧の減少が見られる。これは、初期の掘削時は、地表面や先受ルーフを支持するための土層の支持力がルーフに作用するため土圧が増加し、さらに掘削が進行すると、進行とともに土層の緩み範囲が前方に進み、ルーフに作用する土圧が減少し最終的に崩壊に到った、と判断される。以上のことより、実験・解析とも地盤の崩壊直前にルーフ先端の土圧に変化が生じており、ルーフ先端に作用する土圧変化を測定することが地盤の状態を把握する重要なパラメータの一つといえる。

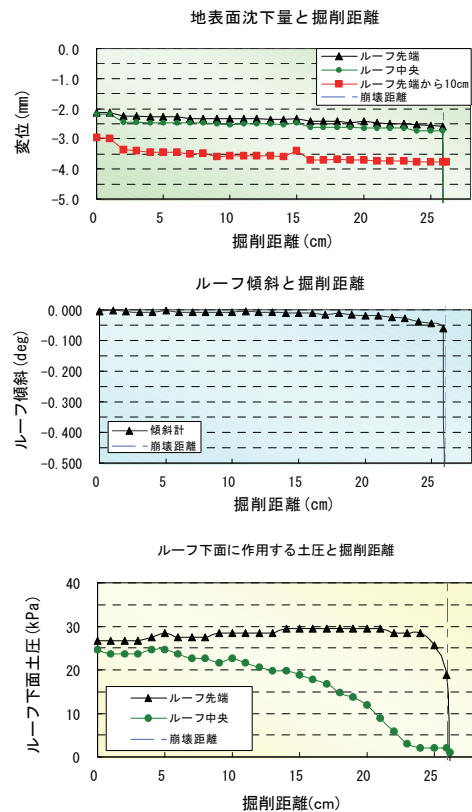


図-9 計測結果と掘削距離

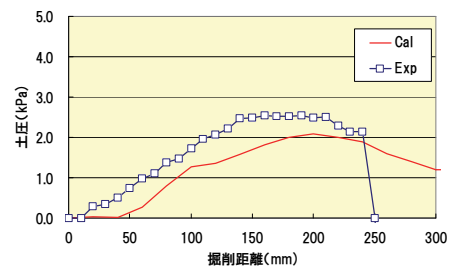


図-10 ルーフ先端に作用する土圧変化

3. 現場実証試験

3.1 現場実測の概要

実験レベルで数値解析方法の有効性の検証した。次に、施工を再現した計算に適用する。これにより、現場レベルでの数値解析手法の有効性の確認ならびに実現現場での地盤状態を把握する。対象現場は、非開削函体を築造する工事である R&C 工法を代表する(図-11)。函体の寸法は、幅 19.3m×高さ 7.6m×長さ 18.0m(鉄道盛土直下延長 10.4m)で、土質条件は、主にロームと粘土混じり砂礫から構成される地盤である。計測は前章での検討結果をもとに、地表面沈下計、箱型ルーフ内部に傾斜計と土圧計を設置し、施工縦断方向に3箇所、横断方向に3箇所の計9箇所設置する。図-12に計測配置縦断面図、図-13に土圧計・傾斜計の設置状況を示す。なお、土圧計に関しては、ルーフ下面から下向きに受圧面を設置することでルーフに作用する土圧を測定する。

3.2 数値解析の概要

これまでの検討と同様に、有限要素には4節点アイソパラメトリック平面要素で1点での低減積分を使用する。構成式は、平面ひずみ条件下での弾完全塑性モデルを適用し、降伏関数には Mohr-Coulomb 型モデルを、塑性ポテンシャルには π 平面上に特異点を持たない Drucker-Prager 型モデルを適用し、さらにせん断帯の影響を考慮する。非線形解析には、implicit-explicit 混合型の動的緩

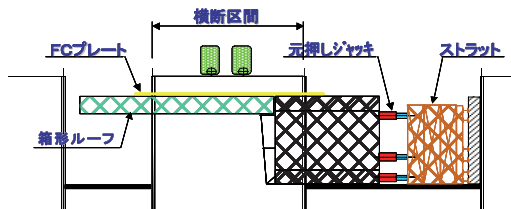


図-11 R&C工法概要図

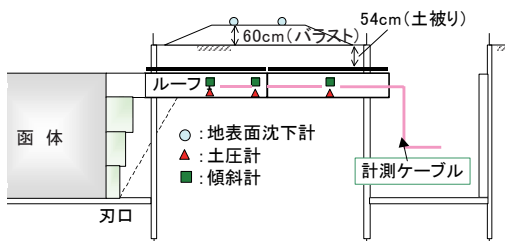


図-12 計測配置縦断面図

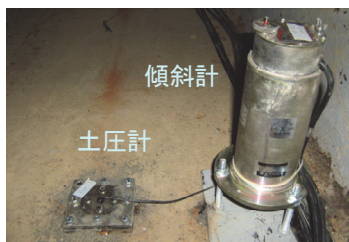


図-13 土圧計と傾斜計の設置状況

和法とリターンマッピング法を結合させたものを使用する。

図-14に解析モデルを示す。地盤は平面ひずみ要素で図-14に示す物性値を用いる。ルーフ・函体も平面ひずみ要素を適用し、それぞれ鋼材・コンクリートの一般的な値を用いる。

解析は、施工段階解析を実施し、1)自重と列車荷重(180kN:M-18の各軸重に相当)により初期応力を設定、2)施工のルーフ推進に相当するルーフの推力(300kN)を作用、3)掘削に相当する要素の応力値を節点外力に作用(切羽の掘削長0.5mの応力開放に相当)、4)切羽土留めのジャッキ圧に相当する荷重(50kN)を載荷、の4ステップの解析を繰返し行う。

3.3 計算結果と実測結果

一連の施工ステップの中で、掘削距離6m~7m間の2ステップの施工サイクルをピックアップして計測結果と計算結果との比較を行う。施工は、夜間の0:00~4:00の間にルーフ・函体の推進、昼間の8:00~18:00に地盤掘削となる。掘削は上部からの段階掘削とし掘削完了後直ちに切羽に土留めを設置する。8:00~12:00は上段掘削と土留め、13:00~18:00は中・下段掘削と土留めとなる。図-15に土圧の計測値と解析結果を示す。同図より、1サイクル目に関して、ルーフ推進時の土圧増加や上段掘削時の土圧減少は、定性的に計測と解析で一致している。しかし、解析値は計測値に対してほぼ2倍の変動を示している。また、中下段掘削時の土圧変動は、解析では変動が見られないが、計測では約2.5kPaの増加がある。この差は施工における上段掘削後のジャッキ圧力によるものと推測され、解析の想定荷重を上回る荷重が施工では載荷されたと考えられる。2サイクル目の土圧変動について、解析ではほぼ1サイクル目

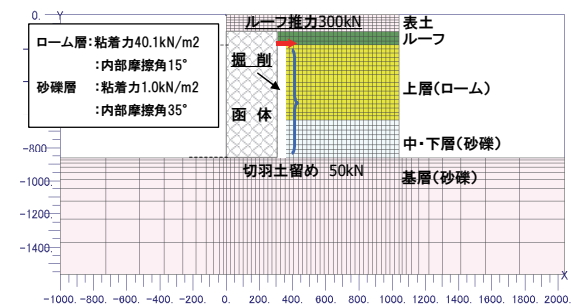


図-14 解析条件図

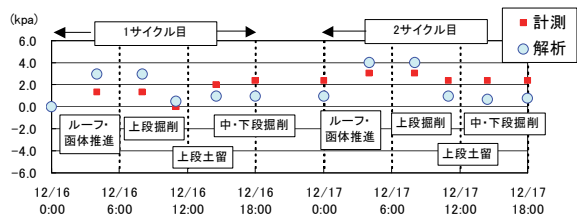


図-15 ルーフに作用する土圧変動 (現場実測と解析結果)

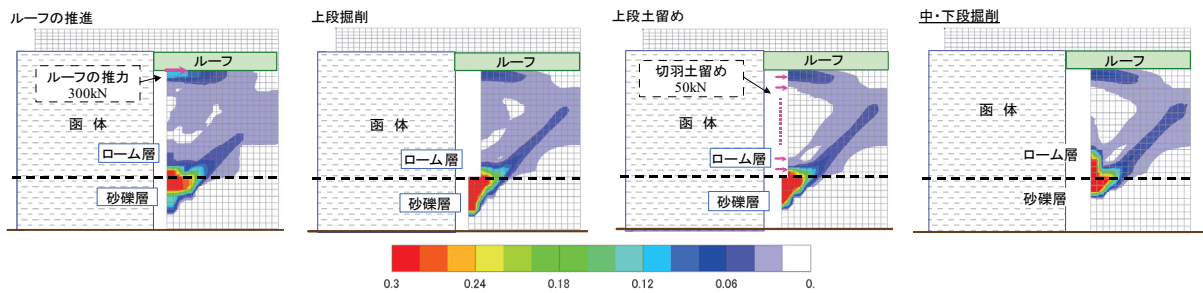


図-16 各施工状態における最大せん断ひずみコンター

と同じ変動を示している。計測ではルーフ推進と上段掘削時は定性的な変動は変わらないが、変動量は減少している。また、中下段掘削時には解析は計測と同様に変化が見られず、1 サイクル目とは異なり、施工のジャッキ圧が解析で想定した荷重と同等であったと考えられる。

次に、図-16に2 サイクル目の施工ステップの解析から得られた最大せん断ひずみ分布を示す。同図より、土層層境部の切羽面から地表面に向けて、ひずみが集中していることがわかる。これは、下層の砂礫層は比較的堅固な地層（平均N値が38で、内部摩擦角が35°）であるため、ひずみは弱層である上層のローム層に集中したと考えられる。また、切羽上面から下方へ向かう最大せん断ひずみの集中も見られる。これは模型実験でも見られた傾向であり、切羽における変形モードに起因するものと考えられる。上部ローム層に局所的な最大せん断ひずみの集中があるが、切羽面近傍のわずかな領域であり、ルーフへ伸展するひずみは5%程度であり、すべり破壊に至るものではなく地盤は安定していると判断できる。

以上に述べたことから、解析結果は、計測結果の施工ステップに応じた土圧変動を一定評価できており、実現場への適用性を実証した。さらに、解析結果の最大せん断ひずみの分布において、施工ステップ毎の最大せん断ひずみの分布状況が把握でき、発生するひずみ量やひずみ分布から、当現場での地盤状態は安定していることを確認した。

4. あとがき

低土被りの非開削工法に適した設計手法の確立を目的に、はじめに先受ルーフを模擬した土質模型実験と数値解析を行った。計算手法として、地盤の特性を考慮した弾塑性有限要素解析手法を採用した。解析結果と実験結果のから以下のことを確認した。

- i. 解析結果の最大せん断ひずみ分布は、切羽下部から地表面へ向かう実験のせん断帯のモードと同様の傾向を示す
- ii. 計算を適用する際に最小メッシュサイズがせん断帯幅を大きく上回るときは、地盤特有の現象である「せん断帯内での応力-せん断変形関係が粒径

のみに依存する」を構成式に組み込む必要がある

- iii. 地表面沈下計、傾斜計、土圧計の各計測の中で、ルーフに作用する土圧の測定により地盤の挙動を把握できる。

R&C 工法における地盤の掘削〜ルーフ・函体推進の施工段階を提案した解析手法で適用し数値計算の有効性を検証した。解析結果は、施工ステップに応じた土圧変動を評価できており、実現場への適用性を確認した。さらに、適用現場の地盤の安定性も判断できた。

今後、3 次元への計算手法の拡張、補助工法の評価手法などの更なる議論を進めていくとともに、「調査-事前解析-計測(施工管理)-再解析-対策工の検討」の流れがスムーズになるような設計・施工管理ツールを構築していく必要がある。

本研究を行うにあたり、(独)農村工学研究所土質研究室、東京大学大学院農学生命科学研究科水利環境工学研究室、実証試験の現場をはじめ各機関の方々にご指導・ご協力を頂いた。このことをここに付記し、深謝申し上げます。

【参考文献】

- 1) 外木場康将、岡島賢治、飯田俊彰、田中忠次、「先受ルーフ工法における横掘削による地盤の変形・破壊問題に関する模型実験と有限要素解析」、農業土木学会論文集、No.266、pp.113-120、2010
- 2) Arthur, J.R.F, James, R.G and Roscoe, K.H. “The determination of stress field during plane strain of a sand mass”、Geotechnique、14(14)、pp.283-308、1964.
- 3) 田中忠次、「わかりやすい土質力学原論(第1回改訂版)」、(社)地盤工学会、p.109-154、1992
- 4) 田中忠次、岡島賢治、「Implicit-explicit 動的緩和法による地盤-構造物系の崩壊解析」、農業土木学会論文集、No.237、pp.1-6、2005
- 5) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. “Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures”, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.65-84、1986.
- 6) 田中忠次、阿部剛士、「斜面崩壊実験の弾塑性有限要素解析」、農業土木学会論文集、No.237、pp.21-30、2005

膨張コンクリートによるひび割れ抑制対策の研究

－高橋脚およびトンネル覆工への適用－

Study on the Crack Control Measures Using Expansive Concrete

- Application to High Bridge Piers and Tunnel Linings -

東 邦和* 三澤孝史* 白石祐彰*

要 旨

コンクリートの硬化時に、先行して打設されたコンクリートによって収縮が妨げられるとひび割れが生じる。このような拘束ひび割れの抑制を目的に、3H 工法で施工する高橋脚の下部、および山岳トンネルのインバート区間の覆工コンクリートに膨張コンクリートを適用した。構造物中の膨張ひずみの大きさは拘束度によって異なり、RC 構造の場合は、配筋量による拘束を考慮することが必要である。本研究では、はじめに鉄筋比を変化させた RC 試験体を作成し、その計測結果と膨張ひずみを与えた解析の結果を比較し、解析パラメータの適用性を検討した。また、事前解析から、橋脚は下部 1 リフトを膨張コンクリートに、トンネルは覆工の 3m 高さまでを膨張コンクリートとすることによって、ひび割れは抑制されることが分った。さらに、現場適用時に行った計測結果から、導入された圧縮応力によるひび割れ抑制効果を確認し、その効果を解析により予測できることを明らかにした。

キーワード：マスコンクリート、温度応力、膨張材、膨張ひずみ、鉄筋コンクリート

1. まえがき

鉄筋コンクリート構造物のひび割れ低減対策として、膨張コンクリートをマッシュな構造物に適用する場合には、効果の大きさを適切に評価することが必要である。このため膨張材の効果の評価方法が研究されているが^{1)~4)}、定量的な評価方法で大型の構造物に適用できる手法は、確立されていない。本研究は、膨張コンクリートの応力履歴を解析して収縮低減効果を検討することを目的とし、FEM 解析モデルに初期の有効ヤング係数補正係数と膨張ひずみを与え、要素応力によりひずみの大きさを低減する方法を提案している^{2,4)}。本研究では、はじめに鉄筋比を変えた RC 試験体による計測結果と鉄筋を配置した解析モデルによる解析結果を比較し、解析パラメータの適用性と解析精度を検討した。次に、配筋量

の多い高橋脚の下部リフトに膨張コンクリートを適用し、鉄筋のモデル化の有無による解析結果を比較した。また、山岳トンネルのインバート区間における覆工コンクリートの計測結果と解析結果を比較して、解析精度とひび割れ抑制効果の検討を行った。

2. RC 試験体実験

2.1 概要

鉄筋の配筋量を変化させた RC 試験体を作成し、膨張コンクリートを打設して 3 次元方向のコンクリートひずみと鉄筋ひずみの分布を測定した。

次に、各試験体の解析モデルを作成し、提案している解析手法を適用して、配筋の違いを比較することによって、鉄筋拘束の大きさと膨張ひずみの分布を検討し、解

表－1 使用材料

使用材料	
セメント	普通ポルトランドセメント、密度:3.16g/cm ³
細骨材	富津産山砂、表乾密度:2.60 g/cm ³ 、吸水率:1.27%
粗骨材	岩瀬産碎石、Gmax20mm、表乾密度 2.65 g/cm ³ 、吸水率:0.62%
AE 減水剤	リグニンスルホン酸化合物標準形
膨張材	主成分 カルシウムサルフォアルミネート 低添加型

*技術研究所

表-2 コンクリートの配合

配合名	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)					AE 減水剤 (kg/m ³)
			水 W	セメント C	膨張材 E	細骨材 S	粗骨材 G	
膨張 (NE)	55	43.8	166	282	20	789	1032	0.981

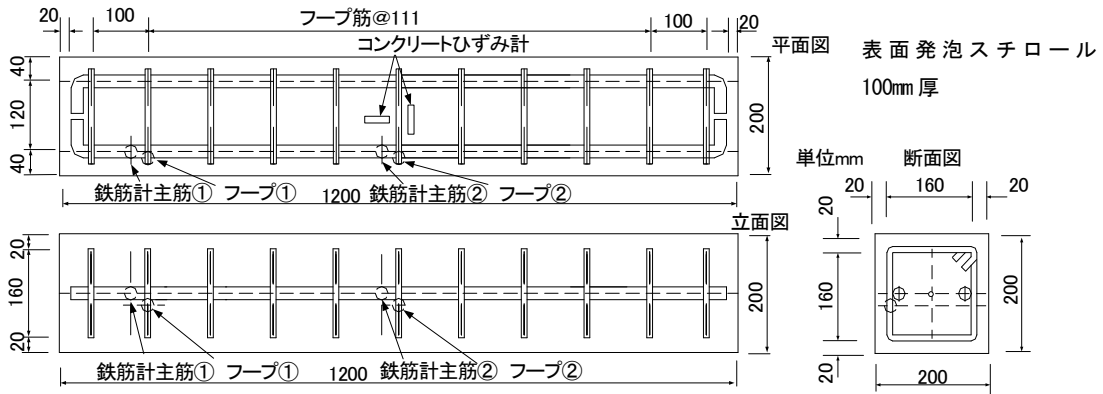


図-1 RC 試験体と計測器位置 No. 1、No. 2 試験体

析手法の精度を検討した。コンクリートの使用材料を表-1に、配合を表-2に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを、膨張材はカルシウムサルフォアルミニートを主成分とするものを使用した。

2.2 試験ケース

試験体一覧を表-3に、RC 試験体と計測器位置を図-1に示す。No.1、No.2 試験体は、高さ幅共に 200mm、長さ 1200mm の形状であり、周囲全てに 100mm 厚の発泡スチロールを設置し、断熱によりマスコンクリートを模擬すると同時に、型枠による拘束を緩和している。主鉄筋は、No.1 は D22、No.2 は D16、フープ筋は D10 を使用した。No.3~No.6 試験体は、高さ幅共に 150mm、長さ 900mm の形状である。No.7、No.8 試験体は、高さ幅共に 150mm、長さ 530mm の形状である。それぞれ主鉄筋比およびフープ筋比を変えている。No.5~8 は発泡スチロール厚を 20mm として温度ピークの高さを変えている。

2.3 実験結果

a. コンクリートひずみ測定結果

No.1、No.2 試験体の温度測定結果を図-2に示す。打設温度 20°C、ピーク温度は材齢 1.25 日で 38.7°C であり、試験体中に温度差はない。コンクリートひずみ計に

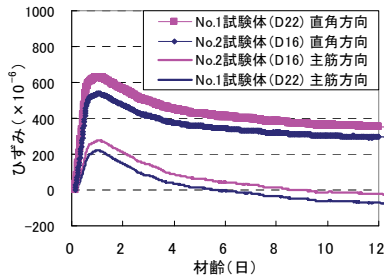


図-3 コンクリートひずみ測定結果

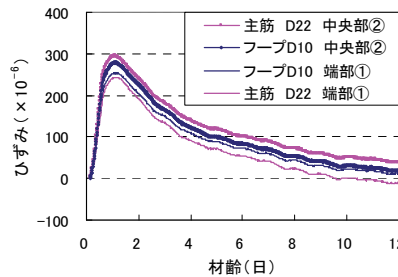


図-4 鉄筋ひずみ測定結果 (No. 1 試験体)

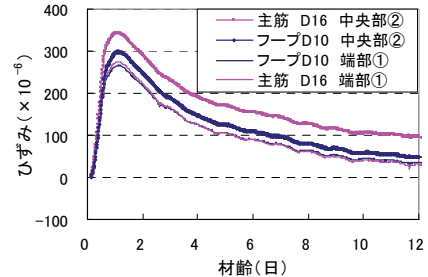


図-5 鉄筋ひずみ測定結果 (No. 2 試験体)

表-3 試験体一覧

試験体 No.	形状	主鉄筋と鉄筋比	フープ筋とフープ筋比
1	200mm×200mm	D22 1.98%	D10、11本 0.65%
2	長さ1200mm	D16 0.99%	
3	150mm×150mm	D16 1.77%	D6、17本 0.80%
4	長さ900mm	D10 0.63%	
5	150mm×150mm	D16 1.77%	D6、9本 0.42%
6	長さ900mm	D10 0.63%	
7	150mm×150mm	D10 0.63%	D6、5本 0.40%
8	長さ530mm	D6 0.28%	

発泡スチロール厚 No.1~4 : 100mm、 No.5~8 : 20mm

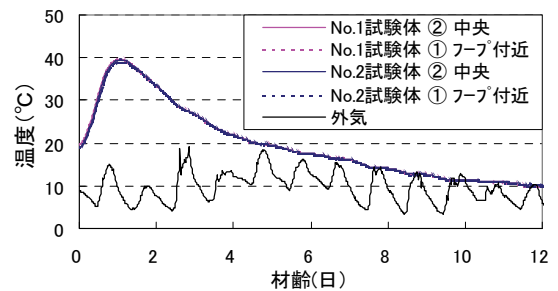


図-2 温度測定結果 (No. 1、No. 2 試験体)

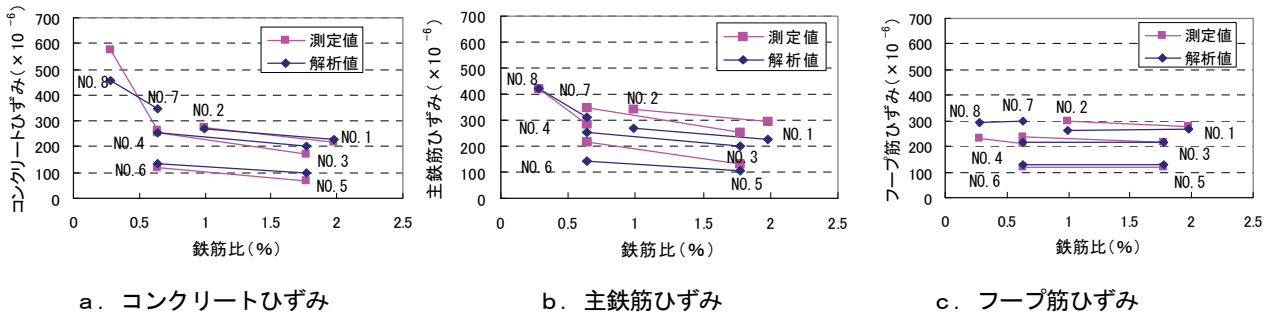


図-6 測定値と解析値の比較

よるひずみ測定結果を図-3に示す。主鉄筋方向のピークひずみは No.1 (D22)で 220×10^6 、No.2 (D16) 275×10^6 である。主鉄筋直角方向のピークひずみは No.1 (D22)で 629×10^6 、No.2 (D16)で 535×10^6 である。No.1 試験体は、主鉄筋方向の鉄筋拘束が大きいから、No.2 試験体と比較して主鉄筋方向コンクリートひずみは小さいが、直角方向ひずみは大きい値が得られた。

No.3、No.4 試験体は、打設温度 20°C 、ピーク温度は材齢 1.25 日で 33.0°C であり、No.5、No.6 試験体は、打設温度 22°C 、ピーク温度は材齢 1.05 日で 26.1°C 、No.7、No.8 試験体は、打設温度 25°C 、ピーク温度は材齢 0.75 日で 39.1°C であった。各試験体の主鉄筋方向コンクリートひずみのピーク値を図-6a に示す。ひずみは温度ひずみを含んでいる。鉄筋比に応じての変化の大きさは、鉄筋比の 0.6%以下のところでは鉄筋比の増加によるひずみの減少は 300×10^6 程度であり、鉄筋比 0.6~2.0%の範囲では 100×10^6 程度の減少の結果が得られた。

b. 鉄筋ひずみ測定結果

鉄筋に貼付したひずみゲージによる No.1 試験体の鉄筋ひずみ測定結果を図-4、No.2 試験体の鉄筋ひずみ測定結果を図-5に示す。ピークひずみは、D22 中央部で 295×10^6 、D16 中央部で 344×10^6 である。端部のひずみは、それぞれ $50 \sim 70 \times 10^6$ 小さくなっている。フープ筋のピークひずみは、両試験体とも大きな違いはなく中央部で $280 \sim 300 \times 10^6$ である。主鉄筋方向ひずみは、主鉄筋方向のコンクリートひずみと同等のひずみの大きさとなっているが、フープ方向は鉄筋比が小さく、断面長さが短いことから拘束が小さく、コンクリートのひずみはフープひずみの約2倍の大きさとなった。

各試験体の主鉄筋ひずみのピーク値を図-6bに示す。鉄筋比に応じて変化するが、その大きさはコンクリートひずみ計測値より 100×10^6 程度大きい。フープ筋ひずみのピーク値を図-6cに示す。鉄筋比による差は小さく、拘束長さが短いことが原因していると考えられる。

2.4 解析モデルと解析結果

解析は、拘束圧依存性を示す双曲線式を用いて、時間軸における膨張ひずみの増分を各軸方向の拘束圧に従って低減して計算した²⁾。双曲線式を式(1)に示す。

$$\epsilon_{ci} = (\epsilon_0 - \epsilon_f) / (1 + a\sigma_i) + \epsilon_f \quad \dots\dots\dots(1)$$

- ここに、 ϵ_{ci} : i方向の膨張ひずみ
- ϵ_0 : 無拘束の膨張ひずみ
- ϵ_f : 拘束無限大の膨張ひずみ
- a : 拘束圧依存パラメータ
- σ_i : i方向の拘束圧 (N/mm²)

膨張ひずみ低減に用いた双曲線式のパラメータは $\epsilon_f / \epsilon_0 = 0.05$ とし、鉄筋拘束が大きいことから、拘束圧依存パラメータ $a=10$ とした。解析条件を表-4に示す。圧縮強度、ヤング係数と材齢の関係はコンクリート標準示方書⁵⁾に準拠した。

解析に用いた膨張ひずみ $\epsilon_0 = 700 \times 10^6$ を図-7に示す。

表-4 解析条件

設定定数	
コンクリート	普通ポルトランドセメント 断熱温度上昇特性 $Q_{\infty}45.7$ 、 $\gamma 1.328$ 打設温度 20°C 、圧縮強度 $f'(28) 34\text{N/mm}^2$ 有効ヤング係数補正係数 ϕ : 材齢 1.2 日まで 0.34、材齢 5 日以降 1.0、その間を線形補間
	熱伝導率 $2.7\text{W/m}^\circ\text{C}$ 、比熱 $1.15\text{kJ/kg}^\circ\text{C}$ 単位体積質量 2300kg/m^3 線膨張係数 $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ 熱伝達率：発泡スチロール、 $0.9\text{W/m}^2^\circ\text{C}$
鉄筋	ヤング係数 $2.06 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 線膨張係数 $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

注) 打設温度、熱伝達率は試験体により変更。

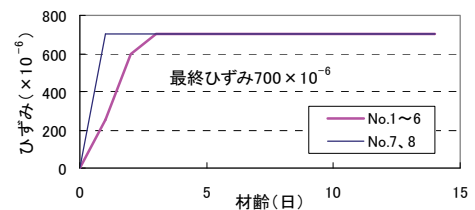


図-7 解析に用いた膨張ひずみ

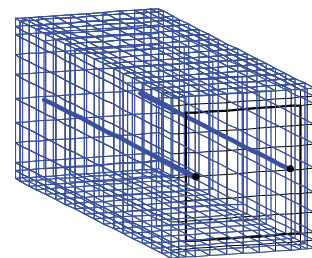


図-8 RC 解析モデル (No.1、No.2 試験体、1/2 モデル)

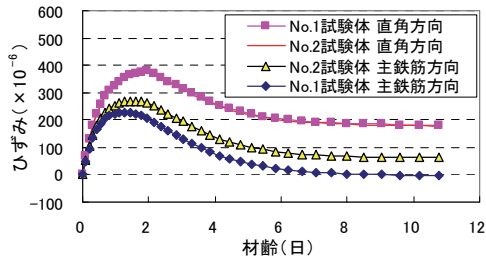


図-9 コンクリートひずみ解析結果(No.1、No.2 試験体)

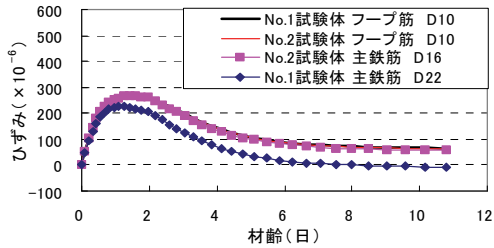


図-10 鉄筋ひずみ解析結果 (No. 1、No. 2 試験体)

RC 解析モデル (No.1、No.2 試験体) を図-8 に示す。コンクリートひずみ解析結果を図-9 に示す。主鉄筋方向のコンクリートピークひずみは No.2 試験体(D16)で 270×10^6 、No.1 試験体 (D22) で 228×10^6 、No.1、No.2 試験体直角方向のピークひずみは 388×10^6 である。鉄筋ひずみ解析結果を図-10 に示す。解析モデルでは、節点位置で鉄筋要素がコンクリート要素と繋がれていることから鉄筋拘束が有効に働いた結果となり、コンクリートひずみ (試験体中心位置) と鉄筋ひずみ (鉄筋要素位置) の値はほぼ等しい結果となった。

2.5 RC 試験体実験結果のまとめ

主鉄筋比の異なる梁試験体の膨張ひずみ測定により、No.2 試験体 (D16) の主鉄筋方向コンクリートひずみおよび鉄筋ひずみは、No.1 試験体 (D22) の 1.3 倍および 1.2 倍の値を得た。また、本手法による FEM 解析結果では 1.2 倍の値を得た。

コンクリートひずみの測定値と解析値の比較を図-

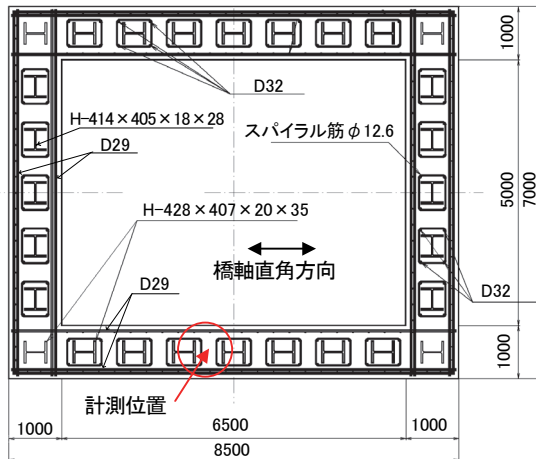


図-11 3H 橋脚躯体と計測位置

6a に示す。測定値および解析値のひずみは、温度上昇による温度ひずみを含んでいる。コンクリートひずみの鉄筋比によるピーク値の違いは各試験体において精度よく解析できた。また、主鉄筋およびフープ筋の測定値と解析値の比較を前掲図-6b、c に示す。主鉄筋のひずみは、解析上コンクリート要素と結合されていることから、コンクリートひずみと同じ値であり、実測値より小さい結果が得られた。解析結果と測定結果の傾向は一致しており、RC 解析モデルを用いて膨張材の収縮低減効果を解析できることを示した。

表-5 対象橋脚

工事名	尾道・松江自動車道竹地川橋下部工事
橋脚高さ	P1 : 38.0m P2 : 46.0m (計測対象)

表-6 使用材料と配合

セメント	高炉セメント B 種、密度 3.04g/cm^3
細骨材	三次産砕砂、表乾密度 2.58g/cm^3
粗骨材	三次産砕石、表乾密度 2.62g/cm^3 、Gmax20mm
混和剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物
膨張材	主成分カルシウムサルフォアルミネート 低添加型 Type R
配合	水結合材比 50%、単位水量 170kg/m^3 単位セメント量 320kg/m^3 単位膨張材 20kg/m^3

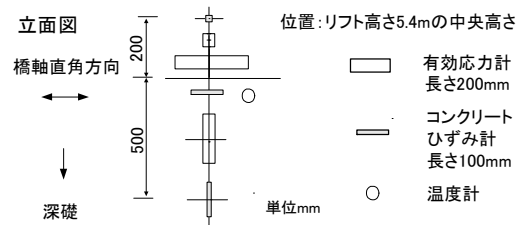
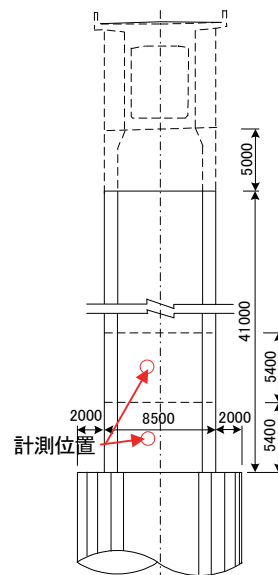


図-12 計測器の配置



単位 mm

3. 高橋脚への適用

3.1 概要

3H 工法橋脚は、従来の RC 橋脚で用いられてきた軸方向鉄筋を H 形鋼に置き換え、さらに H 形鋼を軸方向鉄筋とスパイラル筋で囲った構造（スパイラルカラム）である。対象橋脚を表-5に示す。ひび割れ抑制のために、膨張コンクリートを最下段リフトに使用した。使用材料と配合を表-6に示す。本リフトと2段目のリフトにおいて、効果を確認するために計測を実施した。また、配置鋼材のモデル化の有無による解析結果を測定結果と比較して、ひび割れ抑制効果の解析精度を検討した。

3.2 橋脚躯体と計測位置

配置鋼材の種類と鉄筋比を表-7に示す。また、3H 橋脚躯体と計測位置を図-11に、計測器の配置を図-12に示す。中空断面橋脚の橋軸直角方向幅は 8.5m、高さ 7.0m、壁厚さ 1m である。計測器設置位置は、リフト高さ 5.4m の中間 2.7m 位置であり、スパイラルカラムの間である。水平方向には帯鉄筋に拘束され、鉛直方向には軸方向鉄筋と H 形鋼に拘束されている。

3.3 計測結果

温度測定結果（第1リフト）を図-13に示す。打設温度は 16°C、ピーク温度は材齢 2.5 日で 42.2°C であった。第2リフトの打設は 38 日後であり、第1リフトの測定計器に影響はなかった。コンクリートひずみ測定結果を図-14に示す。橋軸直角方向のピークひずみは 238×10^{-6} 、橋軸方向のピークひずみ（壁厚方向）は 457×10^{-6} である。鉛直方向のピークひずみは 291×10^{-6} である。壁厚方向に比べて拘束の大きい橋軸直角方向、鉛直方向のひずみは小さい。

表-8 解析条件

設定定数	
コンクリート	断熱温度上昇特性 $Q_{\infty} 56.7$ 、 $\gamma 0.646$
	打設温度 16°C、圧縮強度 $f'_c(28) 24\text{N/mm}^2$
	有効ヤング係数補正係数 ϕ ：材齢 2.0 日まで 0.34、材齢 5 日以降 1.0、その間を線形補間
	熱伝導率 2.7 W/m°C、比熱 1.1 kJ/kg°C
	単位体積質量 2400 kg/m ³ 線膨張係数 $10 \times 10^{-6}/\text{°C}$ 熱伝達率：14 W/m ² C
鋼材	ヤング係数 $2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
	線膨張係数 $10 \times 10^{-6}/\text{°C}$

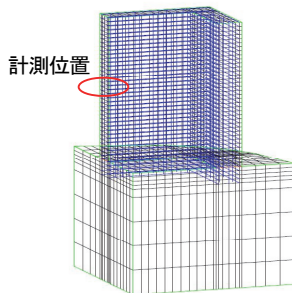


図-17 解析モデル（第1リフト、1/4モデル）

表-7 配置鋼材の種類と鉄筋比

鋼材	水平方向鉄筋	鉛直方向鉄筋・H形鋼
種類	D29 ctc150	スパイラルカラム (D32、H-428 ×407、H-414×405)
鉄筋比	1.29%	4.08%

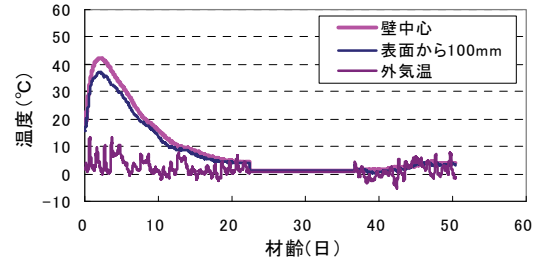


図-13 温度測定結果（第1リフト）

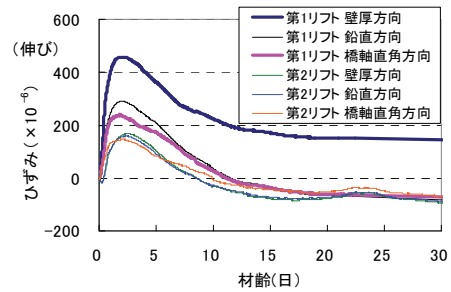


図-14 コンクリートひずみ測定結果

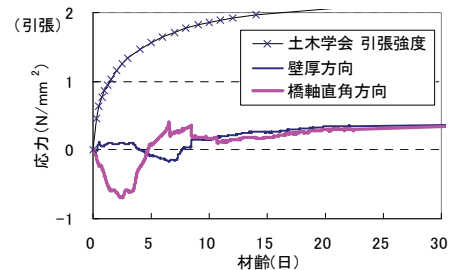


図-15 有効応力測定結果（第1リフト）

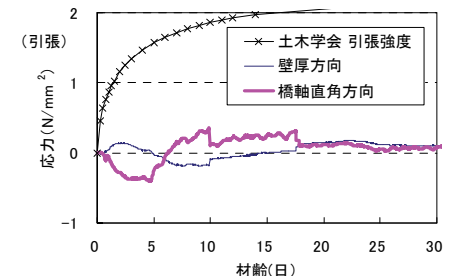


図-16 有効応力測定結果（第2リフト）

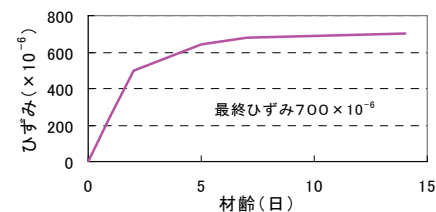


図-18 解析に用いた膨張ひずみ

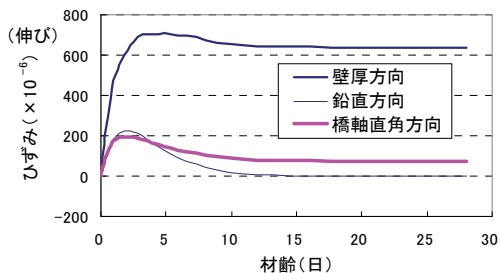


図-19 コンクリートひずみ解析結果 (鉄筋モデル)

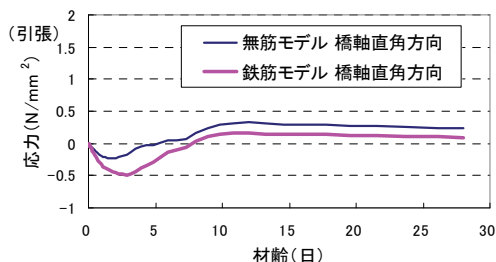


図-20 コンクリート応力解析結果

3H 橋脚構造は、中間帯鉄筋の役割をスパイラルカラムが受け持っているが、壁厚方向の膨張ひずみもこの拘束を受けて無筋の膨張の値 ($600 \sim 700 \times 10^{-6}$ 程度)⁴⁾より小さい結果となった。膨張材のない第2リフトのコンクリートひずみは、各方向とも大きさに違いはなく $150 \sim 170 \times 10^{-6}$ である。第1リフト、第2リフトにおける有効応力計による応力の測定結果をそれぞれ図-15、16に示す。橋軸直角方向応力は、第2リフトの -0.35N/mm^2 と比べて、第1リフトでは、 -0.69N/mm^2 の圧縮応力が導入され、ひび割れが防止された。第2リフトでは、外部拘束が小さく、ひび割れ発生は見られなかった。

3.4 解析モデルと解析結果

次に、鉄筋モデルと無筋モデルの解析を行った。拘束圧依存性を表す双曲線式のパラメータは $\epsilon_f / \epsilon_0 = 0.05$ とし、拘束圧依存パラメータは標準的と考えられる $a=5$ とした。解析条件を表-8に示す。圧縮強度、ヤング係数と材齢の関係はコンクリート標準示方書⁵⁾に準拠した。第1リフト解析モデルを図-17に、解析に用いた膨張ひずみの特性を図-18に示す。鉄筋モデルでは橋軸直角方向と鉛直方向の鋼材をモデル化しているが、スパイラル筋はモデル化していない。コンクリートひずみの解析結果を図-19に示す。解析されたコンクリートひずみのピーク値は、橋軸直角方向で 195×10^{-6} 、橋軸方向(壁厚方向)で 709×10^{-6} 、鉛直方向で 224×10^{-6} である。無筋モデルでの橋軸直角方向のコンクリートひずみのピーク値は 334×10^{-6} であり、鉄筋モデルはこの0.58倍の大きさになった。コンクリート応力解析結果を図-20に示す。橋軸直角方向応力の、鉄筋モデルの解析値は、 -0.49N/mm^2 となり無筋モデルの -0.23N/mm^2 より測定値 -0.69N/mm^2 (図-15) に近く、鉄筋モデルの圧縮応

力ピーク値の大きさは無筋モデルの2.1倍である。以上のことから、本構造物のような鋼材量の大きい構造物の解析では、膨張ひずみを与える場合には鋼材を考慮した解析モデルを用いるなど、鋼材による拘束に配慮した検討が必要である。

3.5 高橋脚適用のまとめ

鉄筋比の大きい中空橋脚において、膨張材を用いたリフトでの圧縮応力導入とひび割れ抑制効果が確認できた。また、鋼材を考慮した解析モデルを用いて膨張材の効果を精度よく表せることを示した。

4. トンネル覆工への適用

4.1 概要

現場概要を表-9に、覆工コンクリートの使用材料

表-9 現場概要

工事名称	平成19-22年度大坂谷トンネル工事
工事概要	工事延長 L=1350m、NATM 工法、幅員 W=10.5m、内空断面積 A=73 m ²

表-10 使用材料と配合

セメント	普通ポルトランドセメント 密度 3.16g/cm^3
細骨材	四万十産海砂、表乾密度 2.57g/cm^3 高知産砕砂、表乾密度 2.58g/cm^3
粗骨材	四万十産砕石、表乾密度 2.63g/cm^3 高知産砕石、表乾密度 2.62g/cm^3 Gmax40mm
混和剤	ポリカルボン酸系化合物
膨張材	石灰系(構造用) 低添加型 密度 3.16g/cm^3 、粉末度 $3450 \text{cm}^2/\text{g}$
配合	水結合材比 59%、単位水量 160kg/m^3 単位セメント量 251kg/m^3 単位膨張材 20kg/m^3

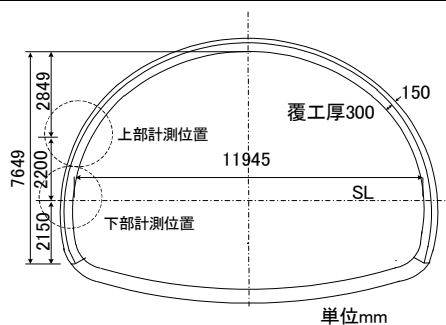


図-21 計測位置

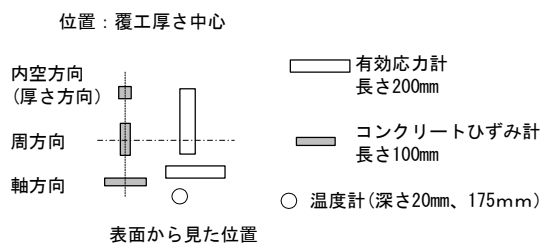


図-22 計測器の配置

と配合を表-10に示す。また、トンネルの計測位置を図-21に、計測器の配置を図-22に示す。計測は、膨張コンクリートを高さ3mまで使用し、その上に膨張材を添加しない普通コンクリートを打ち重ねたブロックと膨張コンクリートを全断面に使用したブロックの2ブロックで実施した。なお、当覆工区間は無筋区間である。

4.2 計測結果

高さ3mまで膨張コンクリートを用いたブロックの覆工コンクリートの温度変化を図-23に示す。実ひずみ測定値を図-24、25に示す。打設温度は25℃、また、ピーク温度は43℃である。普通コンクリート部の3方向(軸、周、内空方向)のひずみのピーク値は、軸方向および内空方向(壁厚方向)では 160×10^{-6} 程度、周方向では 37×10^{-6} のひずみが温度ピーク時に生じた。膨張コンクリート部の3方向のひずみピーク値は、軸方向および周方向では 200×10^{-6} 程度、内空方向は軸および周方向に比べ拘束が小さいことから 600×10^{-6} 程度のひずみが発生した。

覆工コンクリートの有効応力の測定値を図-26、27に示す。普通コンクリート部の2方向(軸、周方向)の応力は -0.35 N/mm^2 程度である。膨張コンクリート部の応力は軸方向で -0.96 N/mm^2 、周方向では -0.70 N/mm^2 である。図中にコンクリートの引張強度(コンクリート標準示方書準拠)⁵⁾を示す。

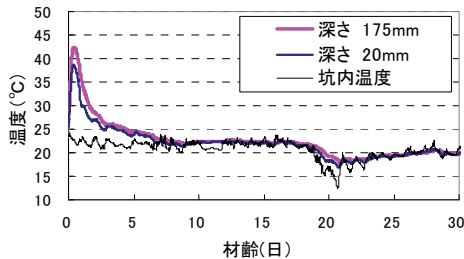


図-23 温度測定値(膨張コンクリート部)

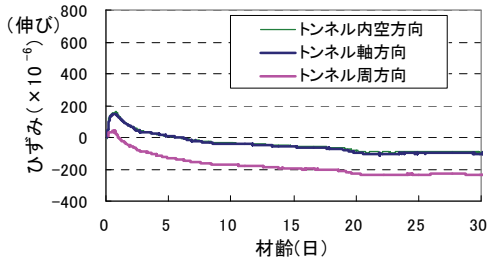


図-24 ひずみ測定値(普通コンクリート部)

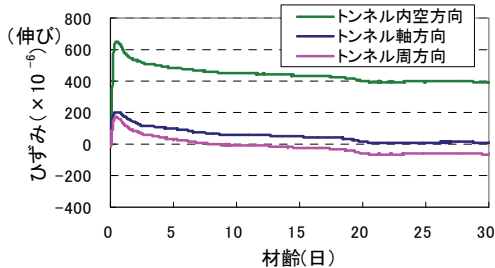


図-25 ひずみ測定値(膨張コンクリート部)

インバートの拘束によるひび割れの発生が懸念された覆工下部の膨張コンクリート部(図-27)には、圧縮応力が導入され、ひび割れ抵抗性が向上している。打ち重ねた高さ3mより上の普通コンクリート部(図-26)にも、ひび割れの原因となる大きな引張応力は発生していない。また、実際に覆工コンクリートにはひび割れは発生していない。インバートの拘束によるひび割れ発生の可能性が大きい場合には、下部3mまでを膨張コンクリートとし、普通コンクリートを打ち重ねることで、覆工コンクリートのひび割れを抑制できるといえる。一方、全断面に膨張コンクリートを打設したブロックでは、上部、下部とも膨張コンクリート部(図-27)と同様な圧縮応力導入が計測された。

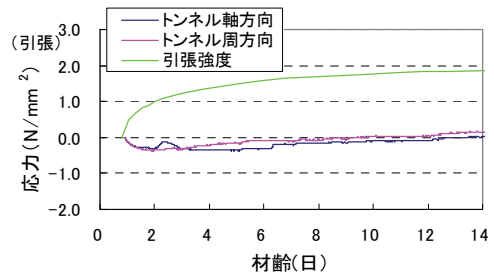


図-26 有効応力測定値(普通コンクリート部)

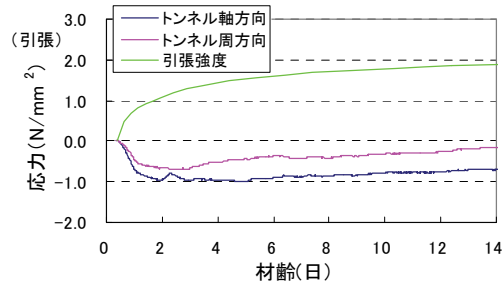


図-27 有効応力測定値(膨張コンクリート部)

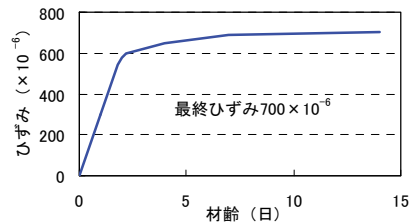


図-28 解析に用いた膨張ひずみ

表-11 解析条件

設定定数	
コンクリート	断熱温度上昇特性 $Q_{\infty} 42.3$ 、 $\gamma 1.207$
	打設温度 25℃、圧縮強度 $f'(28) 21 \text{ N/mm}^2$
	有効ヤング係数補正係数 ϕ : 材齢 1.2 日まで 0.34、材齢 5 日以降 1.0、その間を線形補間
	熱伝導率 2.7 $\text{ W/m}^{\circ}\text{C}$ 、比熱 1.1 $\text{ kJ/kg}^{\circ}\text{C}$
地盤	単位体積質量 2400 kg/m^3
	線膨張係数 $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
	熱伝達率 : 14 $\text{ W/m}^2\text{C}$
ヤング係数	$2.0 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$
	線膨張係数 $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

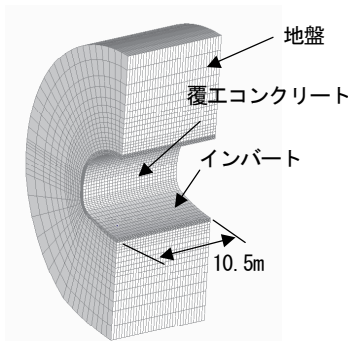


図-29 解析モデル (1/2モデル)

4.3 解析モデルと解析結果

3次元トンネル覆工モデルにより解析を行った。拘束圧依存性を表す双曲線式のパラメータは $\varepsilon_f / \varepsilon_0 = 0.05$ とし、比較的拘束圧が小さいことから、拘束圧依存パラメータ $a=1$ とした。解析に用いた膨張ひずみを図-28に、解析条件を表-11に、解析モデルを図-29に示す。解析モデルにおいて、覆工コンクリートの高さ3mまでを膨張コンクリートとした解析から求められたひずみと測定値を図-30に示す。コンクリートひずみのピーク値は、軸方向で 80×10^{-6} 、周方向では 200×10^{-6} 、内空方向では 650×10^{-6} となった。ひずみ解析値は、測定値と比べて緩やかに低下している。コンクリート応力の解析結果を図-31に示す。解析による圧縮応力のピーク値は軸方向で -1.08 N/mm^2 、周方向では -0.75 N/mm^2 であり、軸方向に圧縮応力が導入され、測定値と比較して良好な解析結果を示した。

4.4 覆工適用のまとめ

トンネル覆工では、インバート拘束の他に背面の拘束や隣接ブロックの拘束が作用して複雑であり、解析結果の精度には向上の余地が残されているが、本手法によりひずみと応力の挙動を表すことができた。また、インバートから高さ3mまで膨張コンクリートを打設し、膨張材を添加しないコンクリートを打ち重ねることにより、ひび割れの発生を防止できることが分った。

5. まとめ

本実験および計測により、以下の知見を得た。

- i. 鉄筋比を変化させたRC試験体を用いた実験において、鉄筋拘束の膨張ひずみに及ぼす影響を、RC解析モデルを用いて精度よく表すことができた
- ii. 鉄筋量の多い高橋脚に膨張コンクリートを適用し、測定結果を良好に解析できたことで、RC解析モデルを用いた本解析手法の有効性が示された
- iii. 膨張コンクリートを打設したトンネル覆工において計測した挙動を、解析によって表し、インバートから高さ3mまで膨張コンクリートを打設することによりひび割れの発生を防止できた

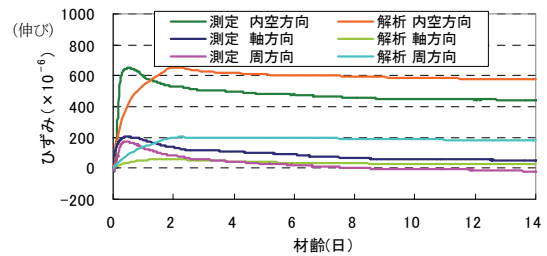


図-30 コンクリートひずみ(下部膨張コンクリート部)

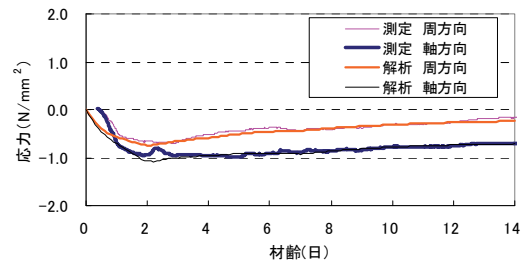


図-31 コンクリート応力(下部膨張コンクリート部)

6. あとがき

膨張コンクリートを打設した構造物の挙動を精度良く予測することにより、効果的なひび割れ抑制対策をとることができる。今後は、鉄筋をモデル化しない解析モデルにおける鉄筋評価方法の検討を進めたい。

本検討を行うに当たり、国土交通省中国地方整備局三次河川国道事務所、ならびに国土交通省四国地方整備局土佐国道事務所のご指導を賜ったことに深く感謝申し上げます。

【参考文献】

- 1) 三谷裕二ほか、「マス養生温度履歴下における膨張コンクリートの応力評価手法」、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、No.1、pp.1295-1300、2006.7
- 2) 東 邦和、中村敏晴、増井 仁、梅原秀哲、「膨張材によるマスコンクリート構造物ひび割れ対策としての効果の検討」、セメント・コンクリート論文集、No.57、pp.193-200、2003
- 3) 高瀬和男ほか、「場所打ち PC 床版の材齢初期における膨張材効果の評価方法に関する一提案」、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.1、pp.549-554、2002.7
- 4) 東 邦和、中村敏晴、梅原秀哲、「膨張材を用いた打重ね実験による膨張収縮挙動と解析手法の適用」、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、No.1、pp.1537-1542、2009.7
- 5) 「コンクリート標準示方書」、2007年制定

覆工コンクリートの養生効果について

Effectiveness of Curing for Lining Concrete

三澤孝史* 廣中哲也* 白石祐彰* 東 邦和*

要 旨

山岳トンネルの覆工コンクリートの養生方法として、被膜養生剤の塗布および封緘養生台車による養生（バルーン養生）がある。これら 2 種類の養生方法について、覆工コンクリートのひずみ、応力、坑内の温度、相対湿度等の現場計測を行い、性能を評価した。その結果、コンクリート表面の相対湿度を 85%以上 にすることがひび割れ抑制に有効であること、また、バルーン養生の保温効果により、コンクリート表面と内部の温度勾配が小さくなり、ひび割れが抑制されることがわかった。さらに、トンネル貫通後の通風によるコンクリート表面の乾燥を防止するために設置した通風防止シートについて保温、保湿効果があることを確認した。

キーワード： 覆工コンクリート、養生、計測

1. まえがき

近年、山岳トンネルの覆工コンクリートの品質および耐久性の向上が求められている。従来、山岳トンネルの坑内は、貫通前の場合、温度、湿度ともコンクリートにとって比較的、良好な環境に維持されていると言われてきた。しかしながら、覆工コンクリートのさらなる品質および耐久性の向上を目指し、各種の養生技術が開発され、実施されている。したがって、覆工コンクリートにとって最適な養生技術を選択する上で、これらの養生技術の性能を実現現場において評価することが必要となる。

今回、覆工コンクリートの養生技術として、被膜養生剤の塗布およびバルーン養生を取り上げ、コンクリートの品質に与える効果を現場計測により定量的に把握した。

また、トンネル貫通後に、通風により覆工コンクリート表面が乾燥することにより、乾燥収縮によるひび割れ発生を防止するために設置した通風防止シートについても、その効果を現場計測により把握したので報告する。

2. 覆工コンクリートの養生技術の効果

2.1 計測概要

計測した現場は、2車線道路トンネルの新設工事であり、標準部の掘削断面積は約 75m² である。図-1 に計

測区間のトンネル標準断面図を示す。支保パターンは C I でありインバートコンクリートはなく、覆工は厚さ 300mm の無筋コンクリートである。

計測は、季節変動により坑内環境（温度、湿度等）が変わった時の覆工コンクリートへの影響を把握するために 2 回（7 月と 4 月）実施した。

表-1 に覆工コンクリートの配合を示す。覆工コンクリートの設計基準強度は 18N/mm²、セメントは高炉セメント B 種を使用している。

覆工コンクリートは延長 10.5m を 1 ブロックとして施工した。隣接した 3 ブロックにおいて、①被膜養生剤の塗布のみ、②被膜養生剤の塗布に加えてバルーン養生、③無対策の 3 ケースの養生条件とした。

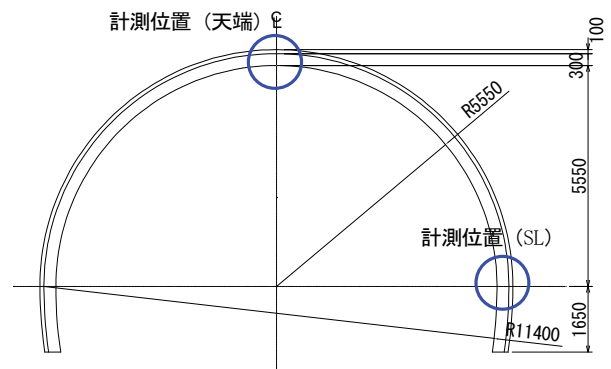


図-1 計測区間の標準断面

*技術研究所

被膜養生剤にはエム・キュアリング（㈱ノックス社製）を使用し、セントル脱型直後に 100~150g/m² を覆工コンクリート表面に吹付けた。エム・キュアリングは、コンクリート表面に防水性の高い被膜を形成することにより、コンクリート表面の乾燥を抑制する。

養生バルーンは、脱型後、3日間設置した。

表-2 に計測項目を示す。各ブロック中央の天端およびスプリングライン（SL）の2箇所計測機器を配置した。これらの位置で、各計測項目について、コンクリートの表面、深さ 5cm、15cm におけるトンネル円周方向と軸方向の経時変化を測定した。コンクリートの打込み前の計測機器設置状況を写真-1に、脱型直後のコンクリート表面に設置した計測機器の状況を写真-2に示す。

水分の計測は、図-2に示すように直径 6mm、深さ約 20mm の穴を 30mm 離して削孔し、穴に設置した電極間の電気抵抗により水分率を算定する。

2.2 計測結果

図-3 にトンネル坑内の温度、相対湿度の経時変化を示す。

夏季に実施した 1 回目の計測では、坑内温度は 22℃前後、相対湿度はほぼ 85%以上を保っていた。覆工コンクリートの表面は、写真-3に示すように結露し、湿潤状態を保っていた。



写真-1 計測機器の設置状況

表-2 計測項目（1断面当り）

位置	項目	点数		計測機器、配置等
		天端	SL	
覆工内部	応力	2	2	有効応力計 深さ 15cm：軸および円周方向
	ひずみ	5	5	ひずみ計 深さ 5cm、15cm：軸および円周方向、法線方向
覆工表面	温度	1	1	熱電対
	ひずみ	3	3	ひずみゲージ 軸方向、円周方向、45° 方向
	水分	1	1	電気抵抗式水分計
	強度	1	1	針貫入試験、反発硬度試験

表-1 コンクリートの配合

打設部位	骨材寸法 Gmax (mm)	水セメント比 W/C (%)	S/a (%)	設計強度 (N/mm ²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤	
							水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	AE 減水剤	流動化剤
側壁	40	55.0	45.0	18	15±2.5	4.5±1.5	156	284	843	1045	2.84	-
アーチ	40	55.0	45.0	18	18±2.5	4.5±1.5	156	284	843	1045	2.84	1.02

【使用材料】
 セメント：高炉セメントB種、密度 3.05g/cm³（デンカ社製）
 細骨材：陸前高田市竹駒産川砂、密度 2.65、粗粒率 2.75
 粗骨材：①骨材寸法 40mm、気仙沼市八瀬産砕石、密度 2.70g/cm³、粗粒率 8.02
 ②骨材寸法 20mm、気仙沼市八瀬産砕石、密度 2.69g/cm³、粗粒率 6.63
 AE 減水剤：リグニンスルホン酸系、密度 1.094g/cm³（ダーレックス WRDA-L15：グレースケミカルズ社製）
 流動化剤：ナフタリンスルホン酸系、密度 1.023g/cm³（ダーレックススーパー30F：グレースケミカルズ社製）

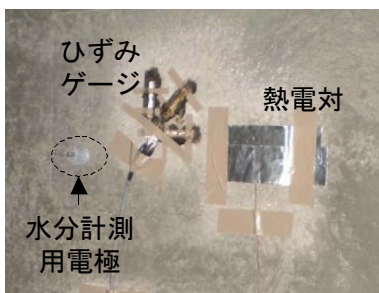


写真-2 計測機器の設置状況
（コンクリート表面）

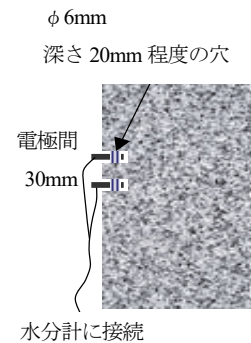
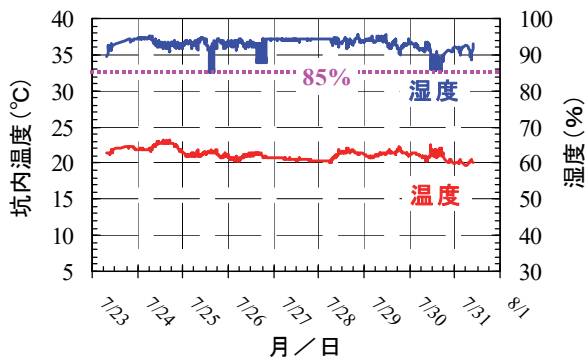


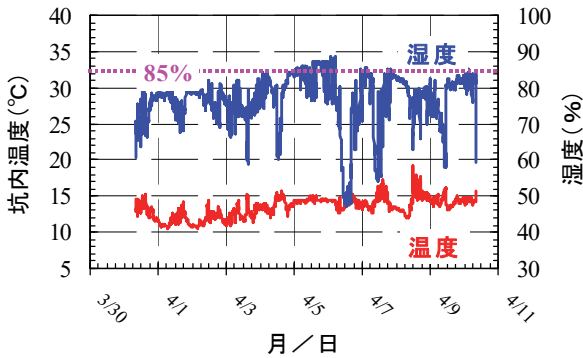
図-2 水分計による計測方法

図-4に1回目の計測結果より、覆工コンクリートの側壁における表面水分率の経時変化を示す。バルーン養生+被膜養生剤のケースが最も水分率が大きい。しかし、被膜養生剤の塗布のみのケースと対策なしのケースと比べ、大きな違いは見られない。これは計測期間を通じて、図-3に示したように坑内温度は22℃前後、湿度は85%以上とコンクリートの養生としては良好な条件で一定に保たれていたため、養生方法の違いが顕著に表れなかったと考えられる。

図-5に、対策なしのケースにおける計測1回目および2回目の覆工コンクリート表面の水分率を示す。図-6に、1回目および2回目における対策なしのスパンの覆工コンクリートのトンネル軸方向の応力を示す。図-7に、同じくトンネル円周方向の覆工コンクリートの



a) 1回目計測結果 (相対湿度 85%以上)



b) 2回目計測結果 (相対湿度 85%未満)

図-3 トンネル坑内の温度および相対湿度



写真-3 コンクリート表面の結露 (相対湿度 85%以上)

応力を示す。

図-5より、坑内相対湿度を85%以上に保つことで、初期材齢(材齢7日)におけるコンクリート表面の水分率は6.5%と、相対湿度85%未満の場合の水分率5.5%に比べ増加し、乾燥が抑制されている。乾燥が抑制されたことにより、図-6、図-7に示すように、コンクリートの引張応力が50%以上低減し、乾燥収縮によるひび割れ発生が抑制されている。

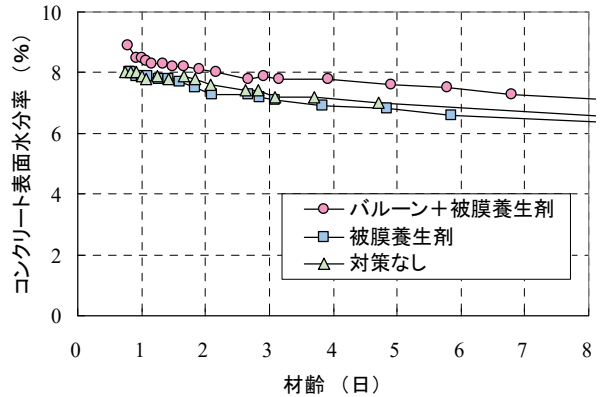


図-4 コンクリート表面の水分率 (側壁) (1回目計測結果)

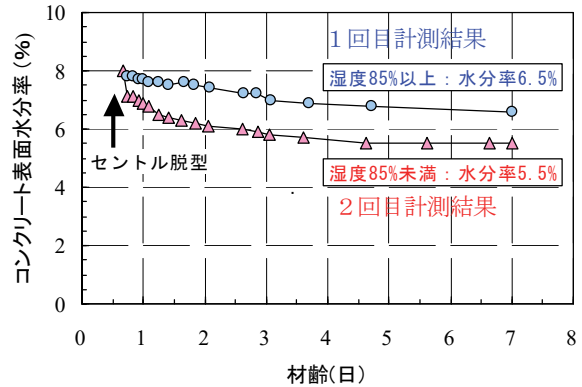


図-5 覆工コンクリート表面の水分率

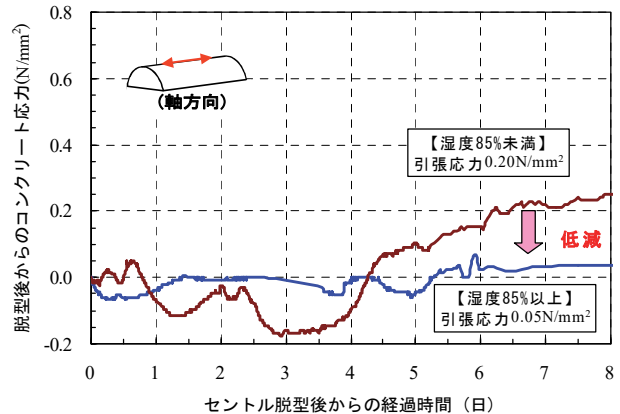


図-6 覆工コンクリートの応力の経時変化 (天端-トンネル軸方向)

これらより、坑内の相対湿度が約 85%以上であれば、特に養生をしなくてもコンクリートの乾燥収縮によるひび割れを抑制できる。言い替えると、相対湿度を約 85%以上に管理することにより、乾燥収縮によるひび割れを抑制できると考えられる。

図-8に、春季に実施した2回目の計測結果より、各養生方法における覆工コンクリート表面近傍の水分率を示す。対策なしのケースに比べ、バルーン養生および被膜養生のケースの方が水分量が 15~30%程度増加することを示しており、湿潤状態を保つことにより、乾燥が抑制されることが明らかである。

図-9に2回目の計測結果における、覆工コンクリート表面と表面から 15cm 深さ位置の温度差を示す。

コンクリート表面と表面から 15cm 深さ位置におけるコンクリートの温度差は、バルーン養生+被膜養生剤のケースが最も小さい。よって、バルーン養生は、その保温効果により温度勾配を小さくし、内部拘束によって生じる引張応力を低減することにより、ひび割れ抑制効果があると考えられる。

図-10に、2回目の計測結果より、覆工コンクリートの応力を示す。図-10(a)は、セントル脱型後 10 日までの比較的若材齢時を、図-10(b)は、セントル脱型後

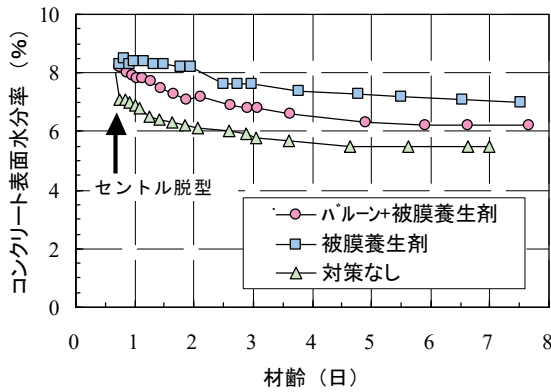


図-8 覆工コンクリート表面の水分量

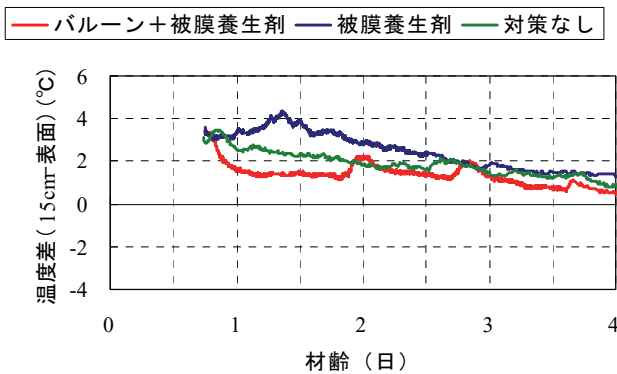


図-9 覆工コンクリート表面と表面から 15cm 深さ位置におけるコンクリートの温度差

3ヶ月以上経過した長期における応力の挙動を示している。有効応力は 10 日後において、バルーン養生+被膜養生剤および被膜養生剤のケースは 0.2N/mm^2 程度であるが、対策なしのケースでは 0.6N/mm^2 程度と約 3 倍の引張応力が生じている。これより、バルーン養生および被膜養生剤を使用することにより、乾燥収縮によるひび割れ抑制効果があると考えられる。

この傾向は長期的にも同じであり、バルーン養生+被

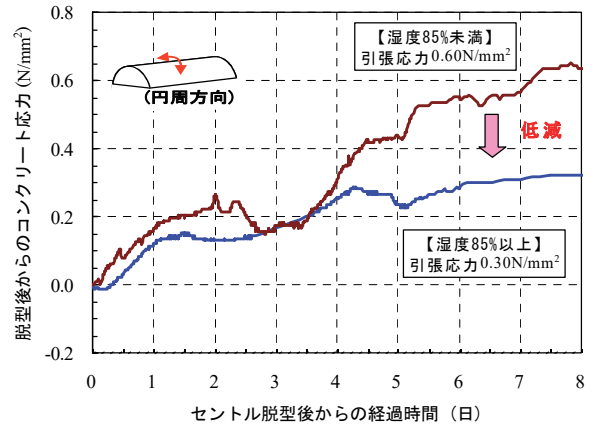


図-7 覆工コンクリートの応力の経時変化 (天端-トンネル円周方向)

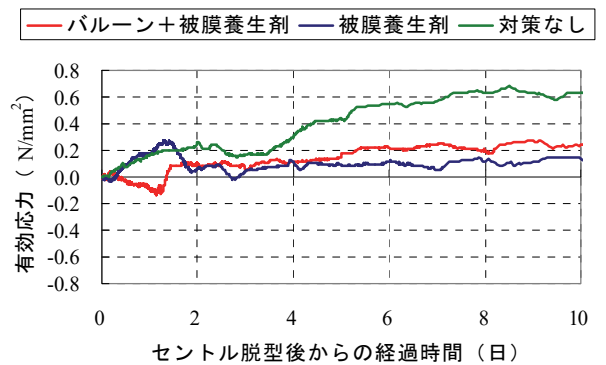


図-10(a) 覆工コンクリートの有効応力 (~脱型後 10 日)

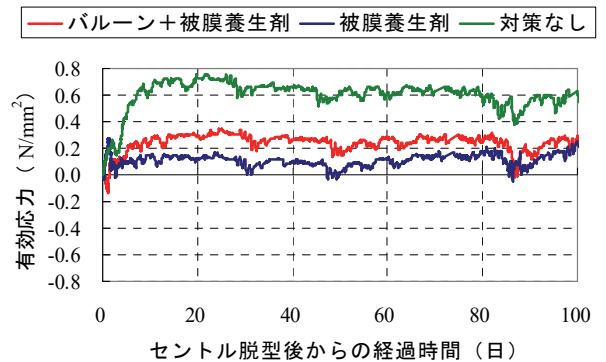


図-10(b) 覆工コンクリートの有効応力

膜養生剤および被膜養生剤のケースは、3ヶ月を越えても対策なしのケースに比べ引張応力は小さい。これより、バルーン養生および被膜養生剤による初期養生することにより、長期的にもひび割れの発生が抑制されると考えられる。

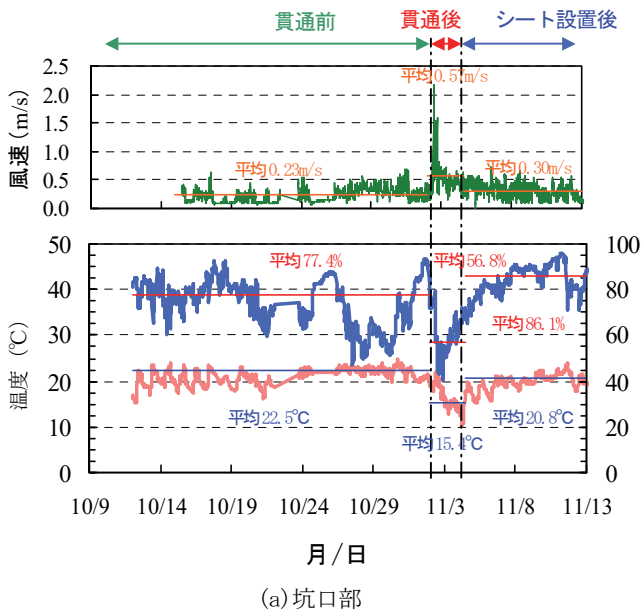
3. 通風防止シートによる乾燥抑制効果

トンネル坑内は、温度変化が小さく、また比較的高い相対湿度に保たれており、覆工コンクリートの養生にとって比較的良好な雰囲気と思われる。しかしながら、貫通後は通風により覆工コンクリート表面の水分蒸発が進み、乾燥収縮によるひび割れ発生の可能性が高くなる。

この対策として、貫通後は坑口に通風防止シートを設置する例が多い。現場計測により、通風防止シートによる乾燥抑制効果を確認した。

表-3 計測項目および計測器

計測項目	計測機器	仕様
温度	温度計	使用範囲：-40～85℃
相対湿度	湿度計	使用範囲：0.0～100.0%
風速	風速計	測定範囲：0.05～5.00m/s 表示分解能：0.01m/s



3.1 計測概要

計測項目および計測器の仕様を表-3に示す。計測位置は、トンネル天端およびスプリングラインとし、トンネル中央部および到達側の坑口から200mとした。なお、計測は貫通の約1ヶ月前から開始した。

3.2 計測結果

図-11に坑内の温度、相対湿度、風速の計測結果を、表-4に各測定項目の平均値を示す。図-11および表-4より、以下のことがわかった。

- i. 貫通10日前から坑内の相対湿度の変動が大きくなり、貫通により風速が増加し、坑内の相対湿度および温度が急速に低下する（平均風速0.50m/s、平均温度15.9℃、平均相対湿度56.4%）
- ii. 通風防止シートを到達側坑口部に設置することで、貫通前と同様の坑内環境（平均風速0.26m/s、平均温度21.1℃、平均相対湿度83.7%）に保つことができる

4. あとがき

覆工コンクリートにおける、被膜養生剤、バルーン養生の養生効果を定量的に確認するために現場計測を実施

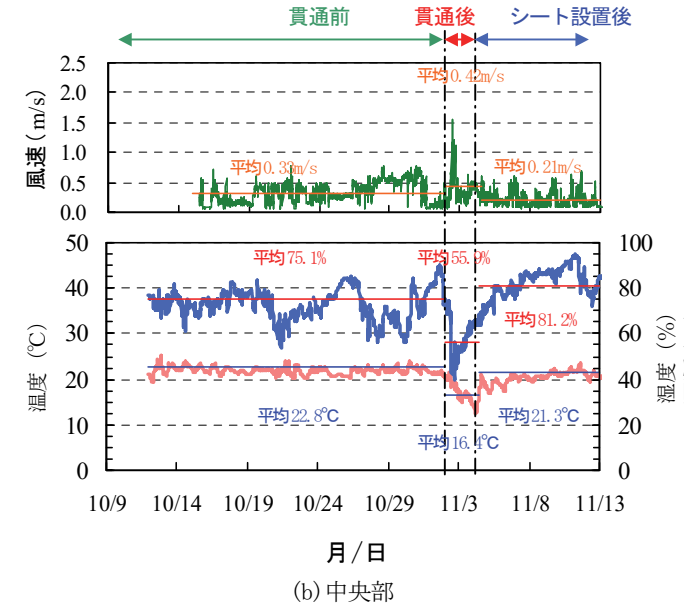


図-11 風速、温度、相対湿度の計測結果

表-4 計測値（風速、温度、相対湿度）の平均値

	各区間の平均値								
	風速(m/s)			温度(°C)			相対湿度(%)		
	坑口200m	中央	平均	坑口200m	中央	平均	坑口200m	中央	平均
貫通前	0.23	0.33	0.28	22.5	22.8	22.7	77.4	75.1	76.3
貫通後	0.57	0.42	0.50	15.4	16.4	15.9	56.8	55.9	56.4
シート設置後	0.30	0.21	0.26	20.8	21.3	21.1	86.1	81.2	83.7

した。今回の現場計測結果より、得られた知見を以下に示す。

- i. 坑内の相対湿度を 85%以上に保つことで、コンクリート表面は結露し、初期材齢（材齢 7 日）のコンクリート表面の乾燥を抑制し、コンクリートの引張応力を 50%以上低減できる
- ii. コンクリート表面の水分量の測定結果より、バルーン養生、被膜養生をすることによって水分量が 15~30%程度増加していることから、コンクリート表面の乾燥が抑制されている
- iii. コンクリート表面と表面から 15cm 深さ位置におけるコンクリートの温度差は、バルーン養生のケースが最も小さかったことから、バルーン養生は保温効果があり、温度勾配を小さくすることにより、内部拘束によって生じる引張応力に起因するひび割れ発生の抑制に効果がある
- iv. 有効応力は 10 日後において、バルーン養生+被膜養生剤および被膜養生剤のケースは 0.2N/mm^2 程度であるが、対策なしのケースでは 0.6N/mm^2 程度と引張応力が約 3 倍生じていることから、バルーンおよび被膜養生剤を使用することにより、乾燥収縮に起因するひび割れを抑制する効果がある
- v. この傾向は長期的にも同じであり、バルーン養生+被膜養生剤および被膜養生剤のケースは、3 ヶ月を越えても対策なしのケースに比べ、引張応力は小さいことから、バルーン養生および被膜養生剤による初期養生を実施することにより、長期的にもひび割れ抑制効果が得られる
- vi. 通風防止シートを設置することにより、貫通後の通風によるコンクリートの乾燥収縮が原因の覆工ひび割れ発生を抑制する効果がある

本報では、覆工コンクリートの養生技術としてバルーン養生および被膜養生剤を取り上げた。その他にも散水養生、ミスト養生、シート養生等、様々な養生技術がある。今後、各養生技術の性能およびその養生技術を使用する養生期間も合わせて、適切な覆工コンクリートの養生技術を検討する予定である。

覆工コンクリートの合理的な養生に関する研究

A Study on Effective Curing of Lining Concrete

廣中哲也* 石井敏之* 東 邦和* 白石祐彰*

要旨

コンクリート構造物の品質向上には、密実な打ち込みを行い適切な養生が不可欠である。特にトンネルの覆工コンクリートの養生には従来の湿潤養生に加えて新しい技術が開発、実用化されている。しかし、コンクリートの配合や養生条件を変えてパラメトリックに養生性能を評価した事例は少ない。そこで、覆工コンクリートの標準的な配合を用いて、養生方法（水中養生、散水養生、湿布潤養生、乾燥収縮低減剤、改質材）、養生温度、養生湿度および養生実施期間等をパラメータとする小型試験体による模擬実験を行った。その結果から、乾燥収縮ひずみの低減率をひび割れ抵抗性の評価指標として養生方法を評価し適切な養生方法を提案した。

キーワード：養生、含水率、乾燥収縮、乾燥収縮ひずみ、透気係数

1. はじめに

トンネルの覆工コンクリートは、表面の出来映えや供用期間中の剥落防止対策に特段の注意が払われている。一般的な覆工コンクリートの施工では、コンクリートを打設してほぼ1日以内にセントル型枠が脱型され、養生期間は非常に短い。環境および施工条件によっては、コンクリート表面からの水分の蒸発による乾燥収縮や水和反応の阻害等からひび割れが発生し、品質低下が生じる場合がある。

そこで、覆工コンクリートの品質向上を目的に、一般的なコンクリート構造物と同等な養生（コンクリート標準示方書施工編に規定されているような気温とセメントの種類から定まる湿潤養生期間等¹⁾）が必要と考えられ、散水養生、湿布養生、膜養生等の種々の養生方法が開発、適用されている^{2),3)}。しかし、環境条件、施工条件に合致した合理的な養生方法を選定には養生方法や養生条件の違いがコンクリートに与える影響を整理しておく必要がある。

本研究では、覆工コンクリートの合理的な養生方法の選定に必要な基礎データを得るために、養生方法、養生温度と湿度および養生期間等の養生条件をパラメータとした要素実験を実施した。それらの結果から養生方法選定の基本的な考えを提案する。

2. 実験概要

覆工コンクリートの標準的な配合をもとに、養生方法、養生温度と湿度および養生期間等の養生条件をパラメー

タとして模擬試験体による室内試験を実施し、各種物理量の測定からひび割れ抵抗性および密実性等を評価した。

2.1 コンクリートの配合および使用材料

表-1にコンクリートの配合および使用材料を示す。鉄道および道路の山岳トンネルで使用されている覆工コンクリートの配合を参考に、骨材の最大寸法40mm、スランプ15±2.5cm、水セメント比60%とした。また、セメントには、高炉セメントB種を使用し、コンクリート標準示方書施工編より単位水量を170kg/m³以下、単位セメント量を270kg/m³以上とした。

表-1 コンクリートの配合と使用材料

骨材 最大寸 法 (mm)	スラン プ (cm)	水セメント 比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材 率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
					水	セメ ント	細骨材	粗骨材	混和剤
40	15± 2.5	60	4.5± 1.5	41.0	163	272	749	①654 ②436	C× 0.35%
【使用材料】									
セメント: 高炉セメントB種、密度 3.14g/cm ³									
細骨材: 富津産山砂、密度 2.66g/cm ³ 、吸水率 1.95%、粗粒率 2.45									
粗骨材: ① 最大寸法 20mm、桜川産砕石、密度 2.66g/cm ³ 、吸水率 0.53%、粗粒率 6.55									
② 最大寸法 40mm、桜川産砕石、密度 2.66g/cm ³ 、吸水率 0.52%、粗粒率 9.12									
混和剤: AE 減水剤、リグニルスルホン酸化合物とポリカルボン酸エーテルの複合体、密度 1.04~1.10g/cm ³									
*) 粗骨材混合比①:②=60:40									

2.2 実験要因および測定方法

表-2に実験要因と水準を示す。養生温度を10~30℃の3水準、養生中の相対湿度を60%と80%に変化させた。材齢12時間で脱型後、水中養生、散水養生、湿布養生、乾燥収縮低減剤の噴霧、改質材の塗布を実施した。試験

*技術研究所

のパラメータは養生期間、乾燥収縮低減剤および改質材の種類とした。また、湿度80%養生は、脱型後の相対湿度を80%一定、養生効果を確認するための供試体(以降、無体策と呼ぶ)は脱型後の相対湿度を60%一定とした。なお、養生の終了、乾燥収縮低減剤の噴霧および改質材の塗布以降を乾燥期間と定義した。

表-3に養生方法、写真-1に散水および湿布養生状況を示す。散水養生では、1ℓ/m²の水を30分に1回の頻度で散布、湿布養生では、保湿シートで試験体を覆い、1ℓ/m²の水を3日に1回の頻度で散布して保水させた。また、乾燥収縮低減剤の噴霧および改質材の塗布は、脱型後直ちに実施し、その噴霧量と塗布量は、150ml/m²とした。

表-2 実験要因と水準

	要因	水準
基本条件	配合	水セメント比 60%, 高炉セメント B 種
	養生温度	3 水準 (10,20,30°C)
	相対湿度	2 水準 (60,80%)
養生方法	無対策	材齢 12 時間で脱型後, 相対湿度 60%養生
	湿度80%養生	材齢 12 時間で脱型後, 相対湿度 80%養生
	水中養生	養生実施期間 3 水準 (材齢 7,14,28 日)
	散水養生	養生実施期間 3 水準 (材齢 7,14,28 日)
	湿布養生	養生実施期間 3 水準 (材齢 7,14,28 日)
	乾燥収縮低減剤	2 水準 (アルコール系)
	改質材	2 水準 (シラン系)
【備考】 ・各養生の実施期間終了後以降, 乾燥収縮低減剤の噴霧後および改質材の塗布後以降を乾燥期間と定義する		

表-3 養生方法

種類	方法
無対策	相対湿度 60%にて養生
湿度 80%養生	相対湿度 80%にて養生
水中養生	20°Cの水の中に養生
散水養生	1ℓ/m ² の水を 30 分に1回の頻度で散布
湿布養生	保湿シートで試験体を覆い, 1ℓ/m ² の水を3日に1回の頻度で散布して保水
乾燥収縮低減剤	噴霧器で 150ml/m ² を噴霧
改質材	刷毛で 150ml/m ² を塗布
【備考】脱型材齢は, すべて 12 時間とした	



a) 散水養生 b) 湿布養生

写真-1 養生状況

表-4に測定項目と試験体形状、写真-2に埋込み型ひずみゲージの設置状況、写真-3に表面透気係数試験状況を示す。ひび割れ抵抗性の評価には、コンクリートの表面含水率およびコンクリート表面から深さ方向のひずみ分布、密実性の評価には、表面透気係数を使用した。表面透気係数の測定には、トレント法を採用した⁵⁾。トレント法の測定は、直径 150mm、厚さ 100mm 程度の平滑なコンクリート面を確保できれば、1箇所 12 分程度と迅速に測定できる方法である。覆工厚を考慮した縦 300×横 500×高さ 500mm の試験体 (以降、小型試験体と呼ぶ) をひずみ、表面含水率、表面透気係数およびコア強度測定用とし、直径 125×高さ 250mm の標準試験体を強度測定用とした。脱型は、小型試験体および標準試験体ともに材齢 12 時間で行い、小型試験体は、横 500×高さ 500mm の両側面を各種養生、乾燥および測定面とし、それ以外の面は、アルミテープを貼付して乾燥を防止した。

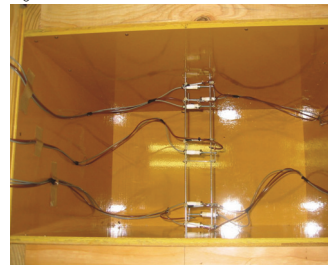


写真-2 ひずみゲージの設置



写真-3 表面透気試験状況

表-4 主な測定項目と試験体形状

評価項目	測定項目	試験体形状
ひび割れ抵抗性	表面からのひずみ分布 (埋込み型ひずみゲージ: 表面から 10,30,50,150mm に設置)	縦 300×横 500×高 500mm
	表面の含水率 (高周波式水分計)	
強度発現性	標準試験体 材齢 7,28,56 日	直径 125×高 250mm
	コア試験体 材齢 56 日	直径 75×高 150mm (縦 300×横 500×高 500mm より採取)
密実性(耐久性)	表面透気係数(トレント法)	縦 300×横 500×高 500mm
【備考】 ・脱型材齢 12 時間 ・縦 300×横 500×高 500mm 試験体の養生、乾燥および測定面は、横 500×高 500mm の両側面とし、それ以外の面は、アルミテープを貼付して乾燥を防止		

3. 実験結果

3.1 コンクリートの表面含水率

図-1に各種養生方法とコンクリートの表面含水率、図-2に乾燥期間28日の無対策(相対湿度60%)に対する表面含水率の増加率を示す。無対策と比べたコンクリートの表面含水率は、乾燥収縮低減剤および改質材では乾燥期間3~7日では大きい傾向を示すが、28日ではほぼ等しくなっている。それに対して、湿度80%水中、散水および湿布養生では、乾燥期間28日ではコンクリートの表面含水率は高い状態にある。

また、乾燥期間28日の無対策に対する表面含水率の増加率は、水中、散水、湿度80%、湿布養生の順番で高く、コンクリート表面からの乾燥防止および保水効果が乾燥期間28日まで持続していることが分かる。これは、養生によりコンクリート中に水分を供給したこと、セメントの水和反応が促進されて密実な組織となったことに起因すると考えられる。ただし、水中養生および散水養生の高含水率の状態では養生を終了した場合、条件によっては微細な乾燥収縮ひび割れの発生を助長する現象が見られたため、養生期間、散水量や散水頻度等に留意する必要がある。なお、乾燥期間28日の乾燥収縮低減剤と改質材の無対策に対する表面含水率の増加率は、4%以下と小さく、乾燥防止および保水効果は、乾燥期間3~7日程度であると考えられる。

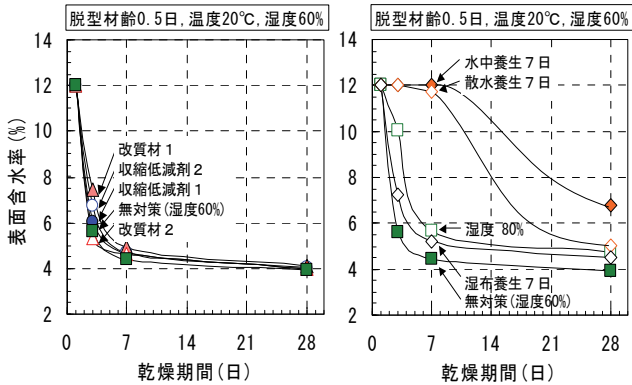


図-1 各種養生方法とコンクリート表面含水率

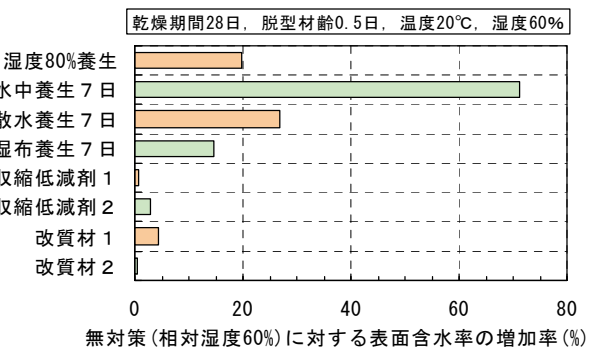


図-2 無対策(相対湿度60%)に対する表面含水率の増加率

3.2 圧縮強度

図-3に材齢56日の標準試験体および小型試験体から採取したコア試験体の圧縮強度と各種養生方法の関係を示す。標準試験体の圧縮強度は、コア試験体の0.5~0.9倍と小さな値を示している。これは、コア試験体は片方の端面だけから乾燥するのに対して、標準試験体は全面から乾燥するため、乾燥の影響を大きく受け、セメントの水和反応が阻害されたのと考えられる。

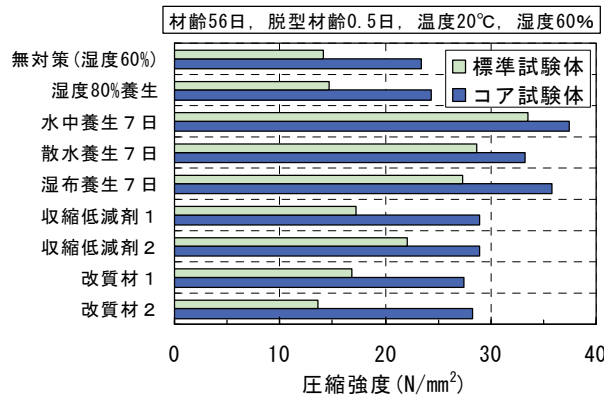


図-3 標準試験体・コア試験体と各種養生方法

図-4に材齢56日の無対策(相対湿度60%)に対するコア試験体の圧縮強度の増加率を示す。無対策に対するコア試験体の圧縮強度の増加率は、水分供給のある水中、湿布および散水養生で40~60%と大きな値を示し、3~7日程度の乾燥防止・保水効果のある乾燥収縮低減剤および改質材で20%程度を示している。なお、湿度80%養生では、5%程度と無対策に対する増加率は小さいことが分かる。

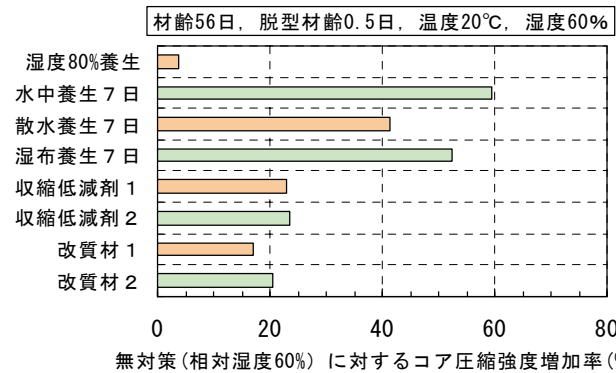


図-4 無対策(相対湿度60%)に対するコア圧縮強度の増加率

図-5に養生期間と材齢56日の無対策(相対湿度60%)に対するコア圧縮強度の増加率の関係を示す。養生期間の増加に伴って、水中、湿布および散水養生のコア圧縮強度の増加率は大きくなり、養生実施期間14日以降の増加傾向は小さくなっている。したがって、所要の圧縮強度を得るためには、養生実施期間を適切に選定する必要がある。

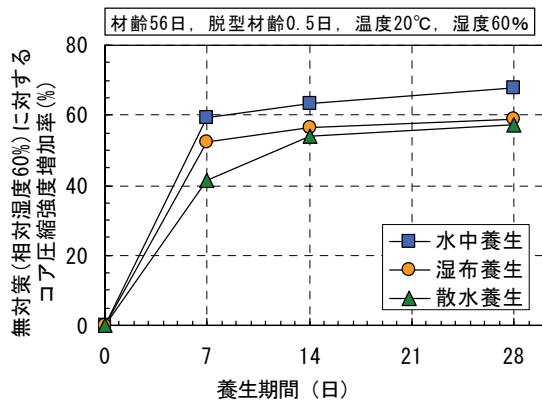


図-5 養生実施期間と無対策に対するコア圧縮強度の増加率

3.3 表面透気係数

図-6に養生方法と表面透気係数を示す。無対策に比べて、水中、散水および湿布養生の表面透気係数は小さくなっており、セメントの水和反応が促進されて密実な組織になっていることが分かる。乾燥収縮低減剤および改質材の噴霧では表面透気係数は改善されなかった。これは、材齢12時間の脱型直後の含水率が高いコンクリート表面に噴霧または塗布したため、含浸効果が十分に得られなかったものと考えられる。なお、表面透気係数と耐久性の関係を明確するため、現在、促進中性化試験を実施中である。

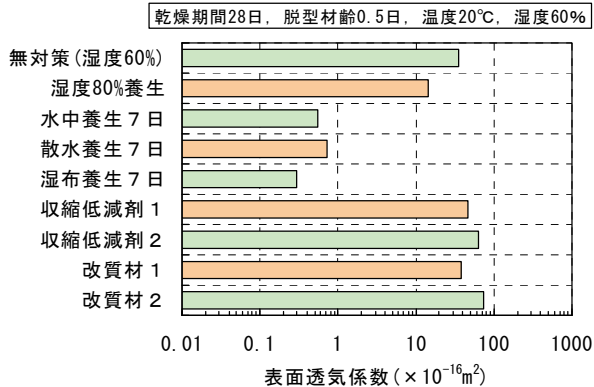


図-6 各種養生方法と表面透気係数

3.4 コンクリートの収縮ひずみ

図-7に養生方法と表面から30mmのコンクリートの収縮ひずみ、図-8に乾燥期間28日での無対策（相対湿度60%）に対するコンクリートの収縮ひずみの低減率を示す。無対策に対する収縮ひずみの低減効果は、湿布養生、水中養生、散水養生、湿度80%養生、乾燥収縮低減剤の順番で高くなり、無対策に対する低減率は、20~80%と効果に大きな差があることを確認した。なお、改質材には、無対策に対する収縮ひずみの低減効果がほとんど見られなかった。

図-9に養生温度と表面から30mmのコンクリートの収縮ひずみ、図-10に養生温度10°Cに対するコンクリ

ートの収縮ひずみの比を示す。養生温度の増加に伴ってコンクリートの収縮ひずみの比は減少しており、養生温度10°Cに対して、養生温度20°Cで0.6倍、30°Cで0.5倍の収縮ひずみを示している。また、養生温度が低いほど収縮ひずみの増加割合が大きいことが分かる。なお、収縮ひずみは、温度変化によって生じる温度ひずみ成分を除去した値とした。

図-11に養生期間と乾燥期間28日の無対策（相対湿度60%）に対するコンクリートの収縮ひずみの低減率を示す。養生実施期間の増加に伴って、水中、湿布および散水養生の無対策に対する収縮ひずみの低減率は大きくなり、散水養生では実施期間14日、湿布養生では実施期間7日ではほぼ収束している。これらの結果から、施工条件および養生条件等に応じて、適切な養生方法の選定ができる。

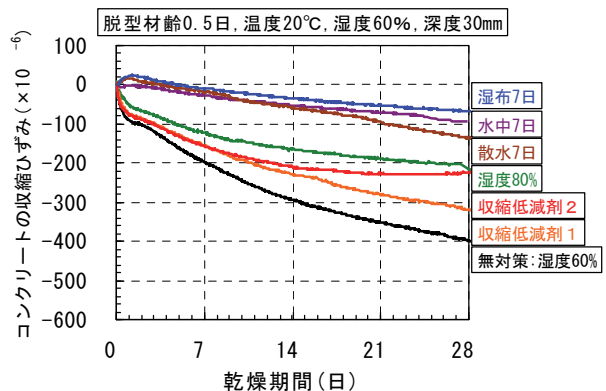


図-7 各種養生方法とコンクリート収縮ひずみ

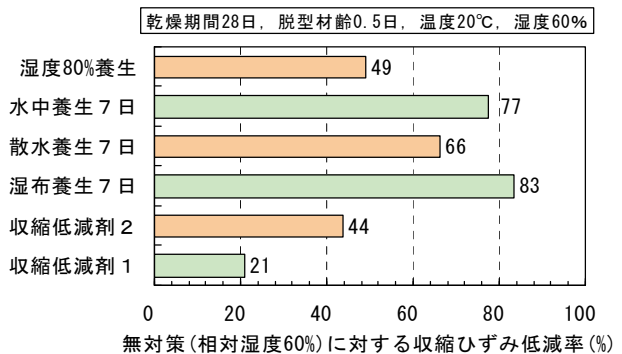


図-8 無対策(相対湿度60%)に対する収縮ひずみの低減率

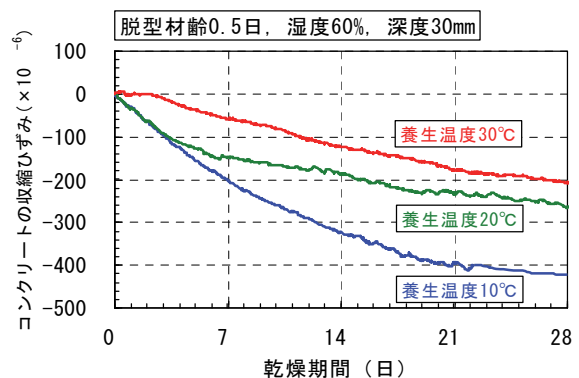
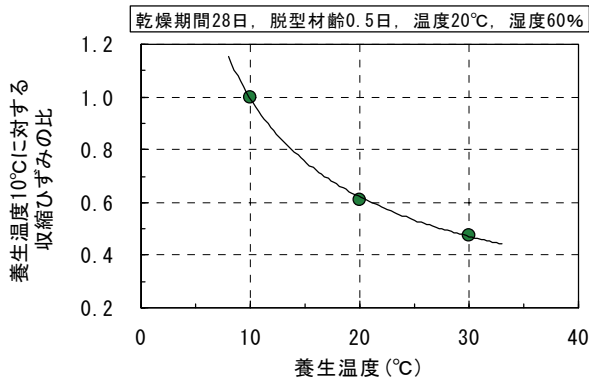
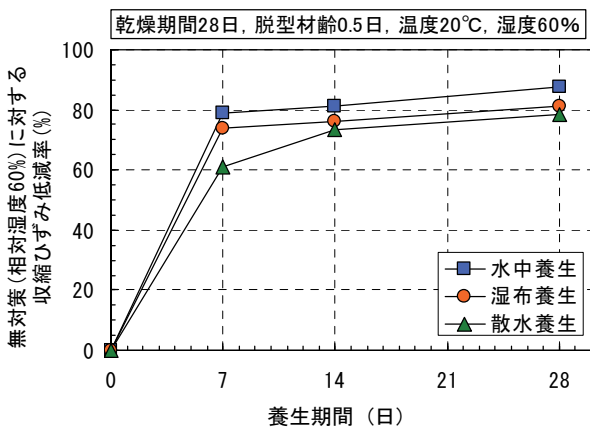


図-9 養生温度とコンクリートの収縮ひずみ



図一10 養生温度10°Cに対するコンクリート収縮ひずみの比



図一11 養生実施期間と無対策に対する収縮ひずみの低減率

4. まとめ

養生方法および養生条件等をパラメータとした模擬試験体による室内実験結果から、以下の事項が明らかになった。

- i. 無対策に対する表面含水率の増加率は、水中、散水、湿度80%、湿布養生の順番で高く、コンクリート表面からの乾燥防止および保水効果は乾燥期間28日まで持続する
- ii. 乾燥収縮低減剤と改質材の無対策に対する表面含水率の増加率は小さく、乾燥防止および保水効果は乾燥期間3~7日程度と短い
- iii. 無対策に対するコア試験体の圧縮強度の増加率は、水分供給のある水中、湿布および散水養生で40~60%、3~7日程度の乾燥防止・保水効果のある乾燥収縮低減剤および改質材で20%程度、相対湿度80%養生では5%程度である
- iv. 散水および湿布養生により表面透気係数は小さくなり、セメントの水和反応が促進されて密実な構造となるが、乾燥収縮低減剤および改質材では表面透気係数は改善されない

- v. 無対策に対する収縮ひずみの低減効果は、湿布養生、水中養生、散水養生、相対湿度80%養生、乾燥収縮低減剤の噴霧の順番で高くなり、無対策に対する低減率は、20~80%と効果に大きな差がある
- vi. 養生温度が高くなると収縮ひずみは減少し、養生温度10°Cに対して、養生温度20°Cで0.6倍、30°Cで0.5倍の収縮ひずみとなる
- vii. 無対策に対する収縮ひずみの低減効果は、散水養生で実施期間14日、湿布養生で実施期間7日までにほぼ収束する

以上の結果から、コンクリートの収縮ひずみの低減率をひび割れ抵抗性の評価指標とした場合、トンネル覆工コンクリートの合理的な養生方法は、養生期間を過度に長く設定することなく、①湿布養生7日間後の乾燥収縮低減剤の噴霧または、②散水養生14日間後の乾燥収縮低減剤の噴霧の組み合わせが合理的であることを確認した。

また、養生温度が低くなる場合は、保温または給熱機能を付加することが必要である。

5. おわりに

独自性のある合理的な養生方法の提案を可能にするデータベース化を目指して、今後、覆工コンクリートを対象とした湿布養生、保温養生と乾燥収縮低減剤の組み合わせ、湿度制御期間等の追加実験および一般のコンクリート構造物を対象とした要素実験を実施する。

【参考文献】

- 1) 土木学会、「コンクリート標準示方書・施工編」、pp.126-129、2007
- 2) 辺見泰造、野々山栄治、溝手一憲、小野 稔、「システムチック養生台車による覆工コンクリートの品質向上」、トンネルと地下、Vol.39、No.4、pp.17-26、2008
- 3) 山田浩幸、後藤裕一、水町 実、坂本全布、「温度制御噴霧式覆工コンクリート養生法の開発」、トンネルと地下、Vol.39、No.4、pp.45-53、2008
- 4) 岡崎慎一郎、八木 翼、岸 利治、矢島哲司、「養生が強度と物質移動抵抗性に及ぼす影響感度の相違に関する研究」、セメント・コンクリート論文集、No. 60、pp.227-234、2006
- 5) 土木学会、「コンクリート技術シリーズ No.80 構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(335 委員会)成果報告書およびシンポジウム講演概要集」、pp.30-36、2008