

F_c150N/mm^2 級コンクリートを用いた柱部材の 構造性能の実験的研究

Experimental Study on the Structural Performance of F_c150N/mm^2 Reinforced Concrete Columns

細矢 博* 舟山勇司** 河野政典*

要 旨

近年、鉄筋コンクリート（RC）造の超高層建物が建設され、柱部材に F_c100N/mm^2 級のコンクリートが適用されている。さらに、超高層の建物の建設を目指し、また同時に、柱断面の縮小化とスパンの拡大化を目指し、より超高強度なコンクリートを用いた F_c150N/mm^2 級の柱の開発も行われている。しかしながら、既往の研究においては、地震時の高軸力下で高い変形性能を確保する方法が明確に示されていない。そこで、上記の問題を解決するため、鋼繊維ならびに鋼板により補強された F_c150N/mm^2 級の RC 柱を対象として、加力実験を行い、構造性能の把握を試みた。

その結果、鋼繊維ならびに鋼板で補強された RC 柱では、在来 RC 柱に比べて、耐力、変形性能が大幅に向上し、設計で要求される変形性能を十分に確保できることがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱、鋼繊維補強、鋼板補強、加力実験、構造性能

1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート（RC）造の超高層建物の建設が増えてきており、これらの建物では、 F_c100N/mm^2 級のコンクリートを用いた柱の適用が始まっている。こうした中で、さらなる高層化と、柱断面の縮小化、スパンの拡大化を目指し、より高強度の F_c150N/mm^2 級のコンクリートを用いた柱の研究が行われ¹⁾、さらにまた F_c200N/mm^2 級のコンクリートを用いた柱も採用されている²⁾。しかしながら、既往の研究では、コンクリート柱が、高軸力下で高い変形性能を確保する方法が明確に示されていない。このため、この高強度化の流れに対応し、上記の問題を解決するため、 F_c150N/mm^2 級の超高強度コンクリート柱の研究開発を進めている。

その一環として、在来 RC 柱、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の静的加力実験を行い、それら柱部材の構造性能の比較、検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に示す。また、試験体の形状・寸法、配筋の例を図-1に示す。試験体は、超高層 RC 造建物の下層階中柱を想定し、一定軸力を加えたシリーズと、下層階外柱を想定し、変動軸力を加えたシリーズ

から構成されている。両シリーズは、さらに、在来補強 RC 柱、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の試験体から構成されている。

一定軸力シリーズでは、基準試験体の在来 RC 柱 C1、比較試験体として鋼繊維をコンクリートに混入した鋼繊維補強 RC 柱 C2（鋼繊維混入率 1.0vol%、以下%と記す）、C1 を鋼板で補強した鋼板補強 RC 柱 C3（鋼板厚さ 3.2mm）、C2 の比較試験体である鋼繊維補強 RC 柱 C4（鋼繊維混入率 0.5%）の 4 体から成っている。一方、変動軸力シリーズでは、鋼繊維混入率ならびに鋼板厚さを 2 水準ずつ変動させた鋼繊維補強 RC 柱 C5、C6（鋼繊維混入率 0.5%、1.0%）と鋼板補強 RC 柱 C7、C8（鋼板厚さ 3.2mm、4.5mm）の 4 体から成っている。

全 8 体の試験体とも、コンクリートの目標強度(F_c)は $150N/mm^2$ である。柱断面は、加力装置の能力の制約上、実物の約 1/4 とし、 $B \times D = 250 \times 250mm$ である。柱高さは $H = 1250mm$ で $M/QD = 2.5$ である (D : 柱成)。柱主筋比は、実建物の柱主筋比を模擬し、C1~C4 では $p_g = 3.25\%$ 、C5~C8 では 4.06% とした。同様に、横補強筋比は、実建物の横補強筋比を模擬し、全試験体とも $p_w = 0.8\%$ とした。柱主筋の鋼種は USD685、横補強筋は SBPD1275 である。なお、試験体コンクリートへの鋼繊維混入率は実施工性を、鋼板厚さは実施工性に加えて試験体の縮小率 (1/4) を考慮し、決定したものである。コンクリート、鉄筋、ならびに鋼板の材料試験値を表

*技術研究所 **東日本支社建築設計部

表-1 RC柱試験体の諸元

試験体名	補強種類	F _c (N/mm ²)	柱断面 B×D(mm)	柱高さ H(mm)	柱主筋			横補強筋			軸力比 η	鋼繊維混入率 (vol%)	鋼板厚さ (mm)
					配筋	材種	p _g (%)	配筋	材種	p _w (%)			
一定軸力 C1 C2 C3 C4	在来	150	250×250	1250 (M/QD=2.5)	16-D13	USD685	3.25	4-RB5.1 @40	SBPD 1275	0.80	0.3 (η _c)	-	-
	鋼繊維											1.0	-
	鋼板											-	3.2
	鋼繊維											0.5	-
変動軸力 C5 C6 C7 C8	鋼繊維	150	250×250	1250 (M/QD=2.5)	16+4-D13	USD685	4.06	4-RB5.1 @40	SBPD 1275	0.80	* vol% 体積率 0.5(η _c) ~ -0.7(η _t)	0.5	-
	鋼繊維										1.0	-	
	鋼板										-	3.2	
	鋼繊維										-	4.5	

軸力比 η (圧縮側(正): η_c, 引張側(負): η_t)

一定軸力試験体 C1~C4: η_c = N / (BD(min(F_c, σ_B)))

変動軸力試験体 C5~C8: η_c = N / (BD(min(F_c, σ_B)), η_t = N / (A_gσ_{ss})

ここで、

N: 導入軸力, B: 柱幅, D: 柱成, F_c: コンクリート目標強度, σ_B: コンクリート圧縮強度, A_g: 柱主筋断面積の総和, σ_{ss}: 柱主筋降伏強度

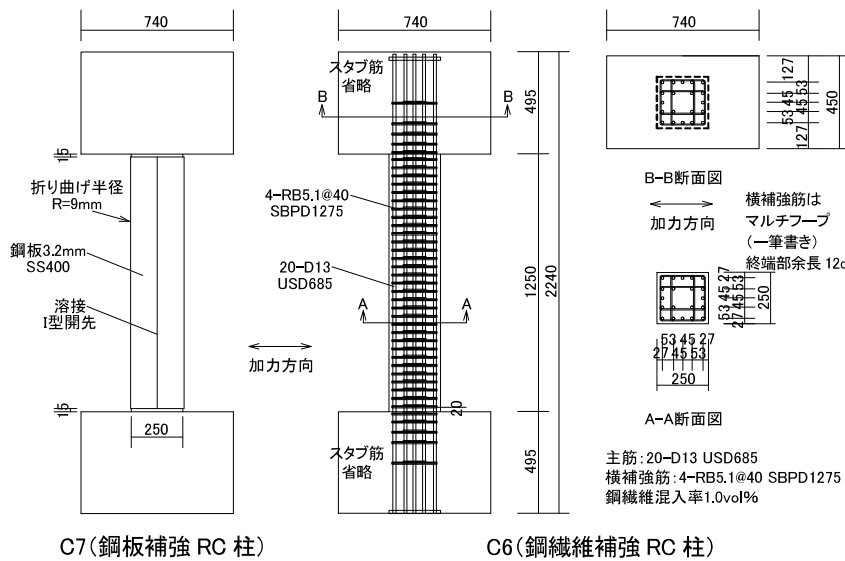


図-1 試験体の形状・寸法、および配筋図

表-2 コンクリートの材料試験値

シリーズ	F _c (N/mm ²)	コンクリート 種別	試験体	圧縮強度 σ _B (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ ε _{cs} (×10 ⁻³)	ヤング係数 E _c (kN/mm ²)	割裂強度 σ _t (N/mm ²)	単位容積 重量 ρ (kN/mm ³)
一定軸力	150	プレーン	C1	171	4.10	46.8	7.55	24.5
		鋼繊維1.0%	C2	175	4.22	47.7	11.80	25.1
		プレーン	C3	168	4.08	46.5	7.60	24.6
		鋼繊維0.5%	C4	142	4.16	42.2	9.46	24.5
変動軸力	150	鋼繊維0.5%	C5	146	4.27	42.8	9.20	24.5
		鋼繊維1.0%	C6	155	4.41	43.8	12.00	24.8
		プレーン	C7	144	4.05	42.5	6.51	24.4
		プレーン	C8	143	4.04	42.7	5.54	24.4

表-3 鉄筋の材料試験値

使用 試験体	鉄筋種別	鋼種	使用箇所	降伏点 σ _{sy} (N/mm ²)	降伏ひずみ ε _{sy} (×10 ⁻³)	引張強度 σ _{su} (N/mm ²)	伸び (%)
C1~C8	D13	USD685	柱主筋	751	3.66	975	13
C1~C3	RB5.1	SBPD1275	横補強筋	1361	6.64	1491	10
C4~C8	RB5.1	SBPD1275	横補強筋	1390	6.78	1495	12

表-4 鋼板の材料試験値

使用 試験体	公称厚さ	材質	降伏点 σ _{sy} (N/mm ²)	降伏ひずみ ε _{sy} (×10 ⁻³)	引張強度 σ _{su} (N/mm ²)	伸び (%)
C3	PL-3.2	SS400	351	1.71	453	33
C7	PL-3.2	SS400	346	1.69	446	36
C8	PL-4.5	SS400	352	1.72	450	37

2、表-3、表-4に示す。また、鋼繊維の材料試験値を表-5に、鋼繊維の外観を写真-1に示す。

2.2 加力方法

加力状況を写真-2に、加力スケジュールを図-2に、変動軸力の加力ルールを図-3に示す。加力においては、試験体の上下スタブを加力装置(建研式加力装置)に固定し、油圧ジャッキを用いて試験体に軸力を加えた状態で、逆対称変形が生じるように水平力を加力した。水平力の加力は、変位制御で行い、各加力ステップにおける層間変形角のピークを、R=±(2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50)×10⁻³radに設定し、2サイクルずつの正負交番漸増繰り返し加力を行った。その際、C5~C8では、試験体の損傷状態に応じて加力ステップを省略した。その後、C2~C4では、さら



写真-1 鋼繊維

表-5 鋼繊維の材料試験値

製品呼称	繊維径 (mm)	繊維長さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	アスペクト比
CW9416	0.16	13.0	2865	81.25

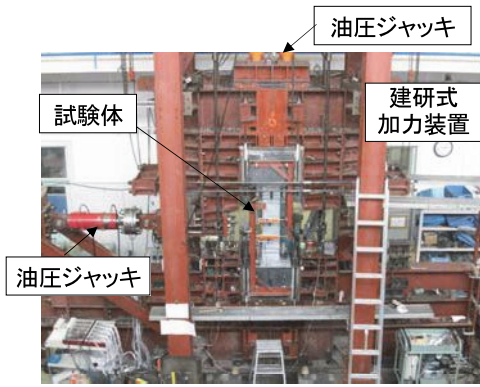
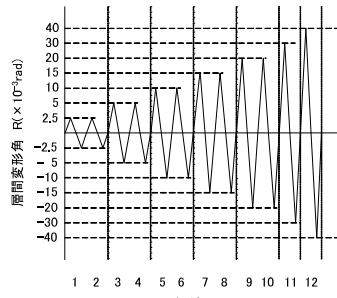
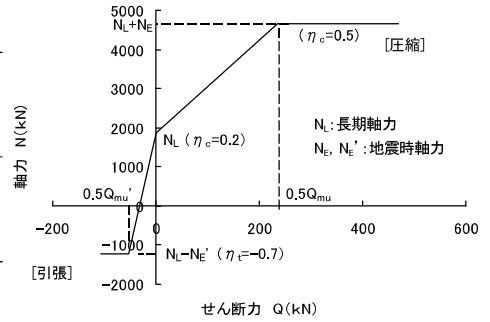


写真-2 加力状況



C5~C8(変動軸力時)の場合

図-2 加力スケジュール



試験体名	長期荷重軸力時	所定圧縮軸力時		所定引張軸力時	
	N_L (kN)	N_L+N_E (kN)	$0.5Q_{mu}$ (kN)	N_L-N_E' (kN)	$0.5Q_{mu}'$ (kN)
C5	1830	4575	230	-1218	-54
C6	1875	4688	235	-1218	-54
C7	1791	4478	226	-1218	-54
C8	1791	4478	226	-1218	-54

Q_{mu}, Q_{mu}' : ACI ストレスブロック式から得た正負の曲げ耐力

図-3 変動軸力の加力ルール

に $R=80 \times 10^3 \text{ rad}$ まで正方向に一方向単調加力した。軸力については、C1~C4 では、軸力比 η_c にして 0.3 相当の一定軸力を加力した。また、C5~C8 では、 $\eta_c=0.7 \sim \eta_c=0.5$ の変動軸力を加力した。加力ルールは、予め長期軸力 ($N_L, \eta_c=0.2$) に相当する軸力を加力した後、 $N_L-N_E' < N < N_L+N_E$ (N : 軸力、 N_L : 長期軸力、 N_E : 圧縮側地震時軸力、 N_E' : 引張側地震時軸力) の間は、柱せん断力 Q に比例する軸力を加力し、 $N=N_L-N_E'$ または $N=N_L+N_E$ に達した後は、これを一定に保持させた。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

最終破壊状況を写真-3に示す。一定軸力を加力した
 在来 RC 柱の C1 では、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$ において最大耐力に達した。最大耐力以後、材端部コンクリートが圧壊し、主筋に沿う付着割裂ひび割れが柱中央まで進展し、耐力が低下した。最終破壊形式は、柱中央部の付着割裂破壊を伴う材端部曲げ圧縮破壊型と判別される。鋼繊維混入率 1.0%の鋼繊維補強 RC 柱の C2 では、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$ に最大耐力に達した。鋼繊維 0.5%の C4 でも C2 と同様な挙動を示した。両試験体ともに、最大耐力以降も主筋

に沿う付着割裂ひび割れは進展せず、材端部曲げひび割れが進展したが、耐力は穏やかに低下した。鋼板補強 RC 柱の C3 では、鋼繊維補強 RC 柱の C2 と同様な挙動を示し、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$ に最大耐力に達した。最大耐力以降、材端部曲げひび割れが進展したが、耐力は穏やかに低下した。加力終了後、鋼板を取り外し、内部コンクリート面の状態を確認したところ、斜めひび割れが柱材端部から 1D (D: 柱径) 程度、主筋に沿う付着割裂ひび割れが柱材端部から 1.3D 程度の範囲まで生じていたが、柱中央部では付着割裂ひび割れは観察されなかった。C2~C4 の最終破壊形式は、補強工法の違いによらず、いずれも材端部曲げ破壊型と判別される。その圧壊の程度は写真-3にみられるように軽微であった。

一方、変動軸力を加力した鋼繊維補強 RC 柱の C5 では、 $R=15 \times 10^3 \text{ rad}$ に最大耐力に達した。C6 は C5 と同様に挙動し、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$ に最大耐力に達した。両試験体ともに、最大耐力以降も材端部曲げひび割れが進展したが、耐力は穏やかに低下した。最終破壊形式は、材

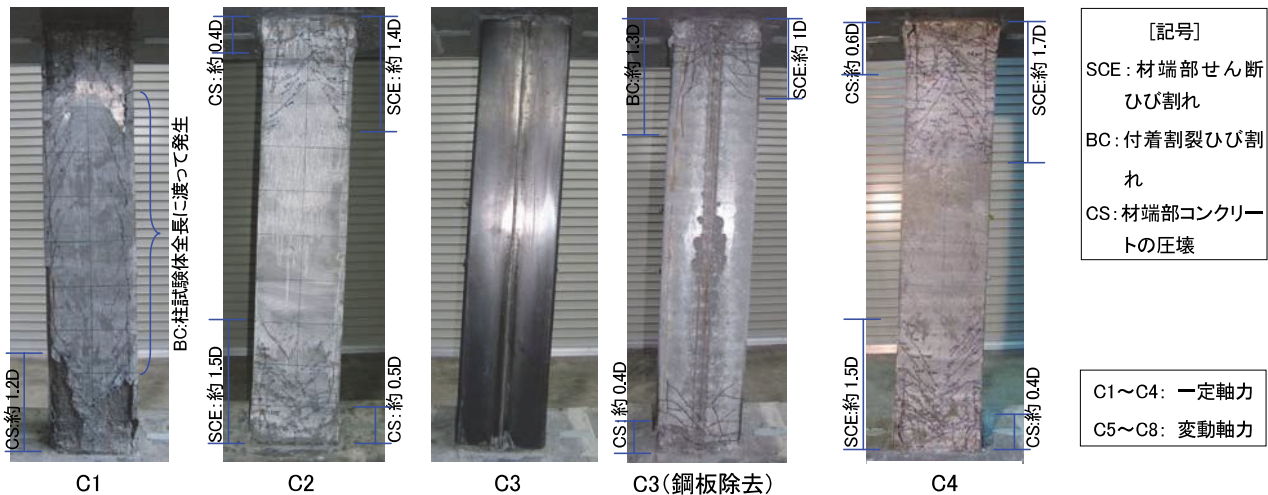


写真-3 (1) 最終破壊状況 (1)

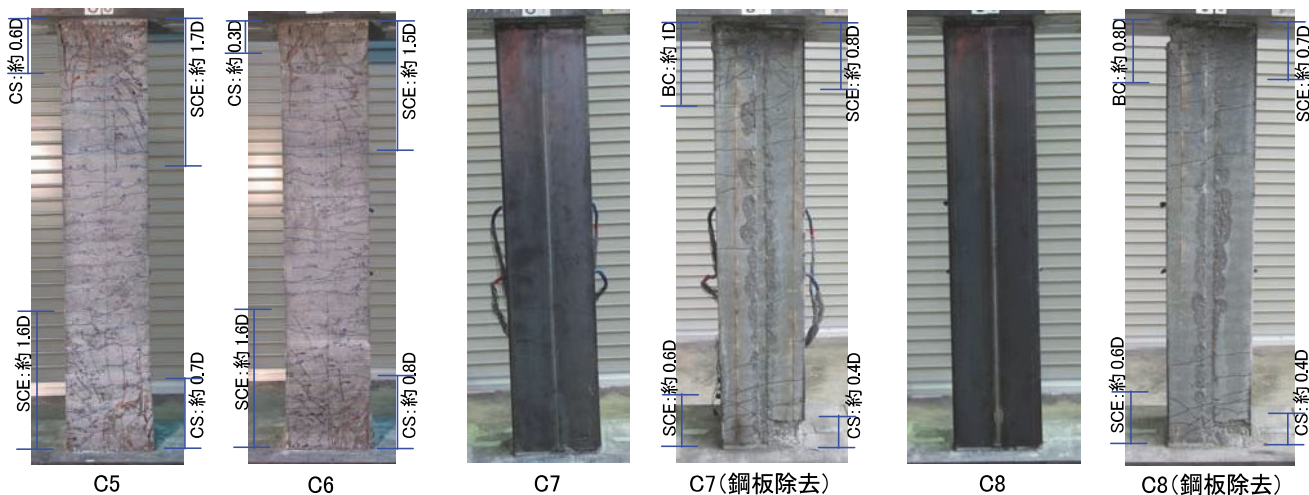


写真-3 (2) 最終破壊状況 (2)

端部曲げ破壊型と判別される。鋼板補強 RC 柱の C7、C8 では、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$ に最大耐力に達した。最大耐力以降、材端部曲げひび割れが進展したが、耐力は穏やかに低下した。最終破壊形式は、両試験体ともに材端部曲げ破壊型と判別される。鋼板を取り外した後のコンクリート面では、斜めひび割れが柱材端部から $0.7D \sim 0.8D$ 程度、主筋に沿う付着割裂ひび割れが柱材端部から $0.8D \sim 1D$ 程度の範囲までに生じていたが、両試験体ともに柱中央部では付着割裂ひび割れは観察されなかった。C5~C8 とも圧壊の程度は軽微であった。

以上の通り、破壊状況を見ると、鋼繊維補強、鋼板補強ともに、材端部コンクリートの圧壊、および付着割裂ひび割れに対する補強効果が確認された。

3.2 柱せん断力-層間変形角曲線

柱せん断力(Q)-層間変形角(R)曲線を図-4に示す。軸力比 $\eta_c=0.3$ の一定軸力を加力した C1~C4 では、曲線は概ね紡錘形で、エネルギー吸収性に優れたものとなっている。N δ 効果を考慮すると、いずれの試験体も最大耐力を経験し、その後、終局に至るまで著しい荷重の低下はみられず、高い変形能力を示している。限界変形角(R_u)は、C1では $R_u=44.9 \times 10^3 \text{ rad}$ であるものの、鋼繊維補強 RC 柱の C2、C4、鋼板補強 RC 柱の C3 では、 $R_u=52.8 \times 10^3 \sim 58 \times 10^3 \text{ rad}$ と $R=1/20 \text{ rad}$ を超える大きな値を示している。一方、軸力比 $\eta_c=0.7 \sim \eta_c=0.5$ の変動軸力を加力した鋼繊維補強 RC 柱 C5、C6、鋼板補強 RC 柱 C7、C8 では、これらの試験体は、N δ 効果を考慮すると、荷

重の著しい低下がみられない安定した曲線となっている。 $\eta_c=0.5$ の高軸力であるにもかかわらず、限界変形角はいずれも $R_u=40 \times 10^3 \text{ rad}$ 以上であり、変形能力に優れた性状を示す曲線であった。

なお、本報告では、限界変形角(R_u)は、Q-R 曲線の包絡線上で、耐力が最大耐力から 80%に低下した時の層間変形角と定義している。

以上のことから、鋼繊維補強 (0.5%、1.0%)、鋼板補強 (3.2mm、4.5mm) は、いずれも十分な補強効果が確認された。また、鋼繊維補強 RC 柱 C5、C6、鋼板補強 RC 柱 C7、C8 とも、それぞれ補強量が 2 水準と異なっているものの、Q-R 曲線における補強効果の大きな違いはみられなかった。

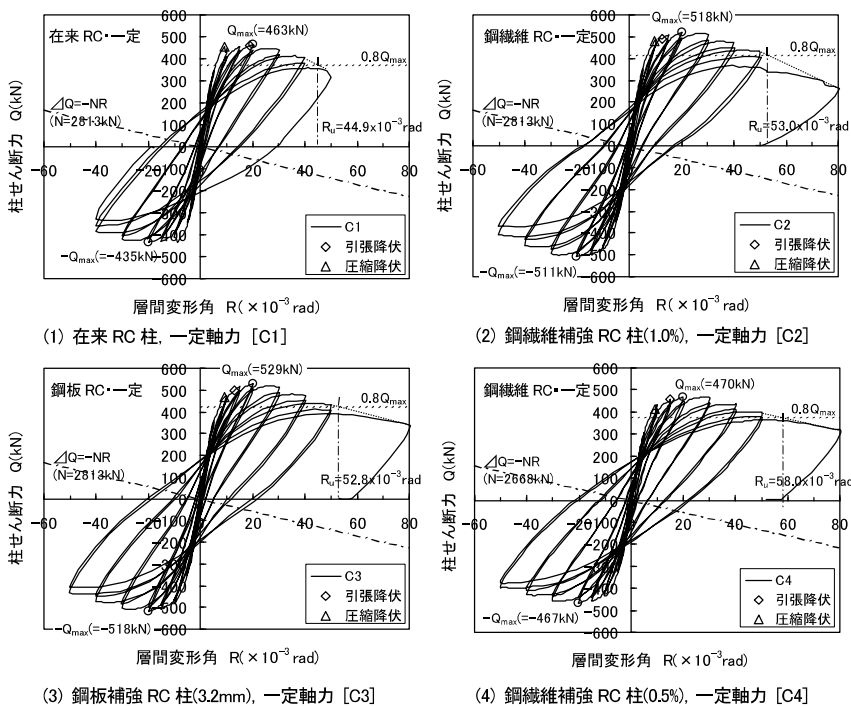


図-4 (1) 柱せん断力-層間変形角曲線 (1)

3.3 Q-R 曲線の包絡線

柱せん断力(Q)－層間変形角(R) 曲線の包絡線を図-5に示す。なお、同図では、正方向側の包絡線のみ示している。(1)は、一定軸力を加力した在来 RC 柱 C1 と鋼繊維補強 RC 柱 C2、C4 の Q-R 曲線の包絡線の比較である。C2 は最大耐力、変形性能ともに C1 より優れている。また、C4 は C1 に比べ最大耐力は同程度であるが、変形性能に優れている。これらのことより、鋼繊維補強効果が確認できる。(2)は、一定軸力を加力した在来 RC 柱 C1 と鋼板補強 RC 柱 C3 の Q-R 曲線の包絡線の比較である。やはり、C1 に比べ C3 では耐力、変形性能ともに勝っていることがわかる。しかし、いずれの試験体においても、最大耐力以降における耐力低下性状に、有意な差はみられなかった。

在来 RC 柱の C1 では、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 近傍で、材端部のコンクリートが圧壊することにより、一時的ではあるが、荷重が急激に低下している。(以下、これを一次ピークと称する。なお、最大耐力点を二次ピークと称する。)これに対し、鋼繊維補強 RC 柱 C2、C4、鋼板補強 RC 柱 C3 では明確な一次ピークは発生しなかった。鋼繊維補強、鋼板補強をすると、その補強効果で、材端部のコンクリートの圧壊がさほど生じず、その結果として耐力の低下が少なく、構造性能が優れているものと考えられる。

(3)は、変動軸力を加力した鋼繊維補強 RC 柱 C5、C6、(4)は、鋼板補強 RC 柱の C7、C8 であるが、正方向(圧縮)側では、鋼繊維補強、鋼板補強によらず補強量が大きい方が小さい方比べて耐力の低下が小さいことがわかる。一方、負方向(引張)側では、図-4(2)においてもわかる通り、拘束の違いによる Q-R 曲線の包絡線の差はみられなかった。引張軸力下では、鋼繊維補強、鋼板補強ともに復元力特性に影響を与えないといえる。

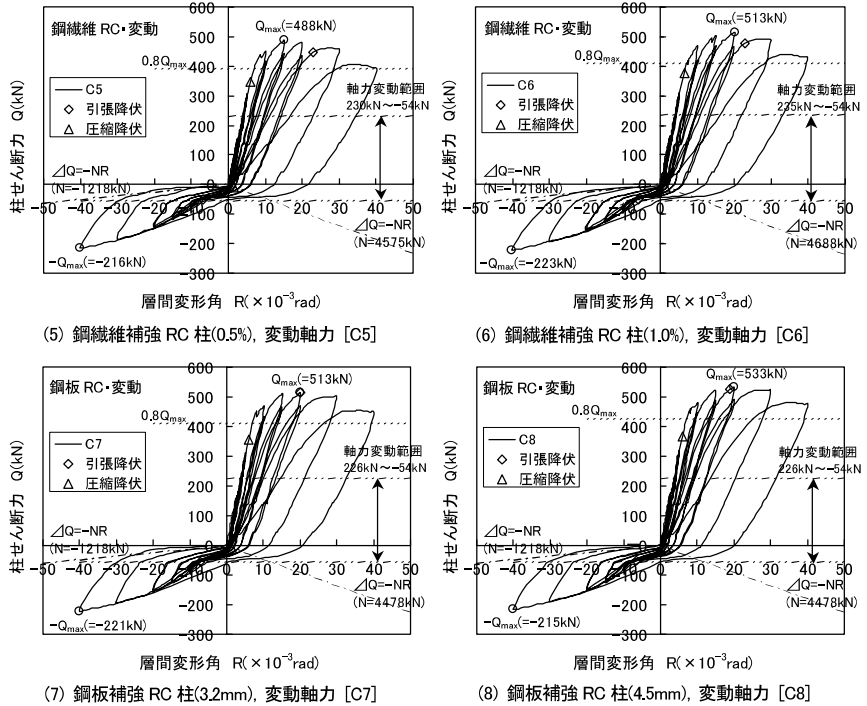


図-4(2) 柱せん断力－層間変形角曲線(2)

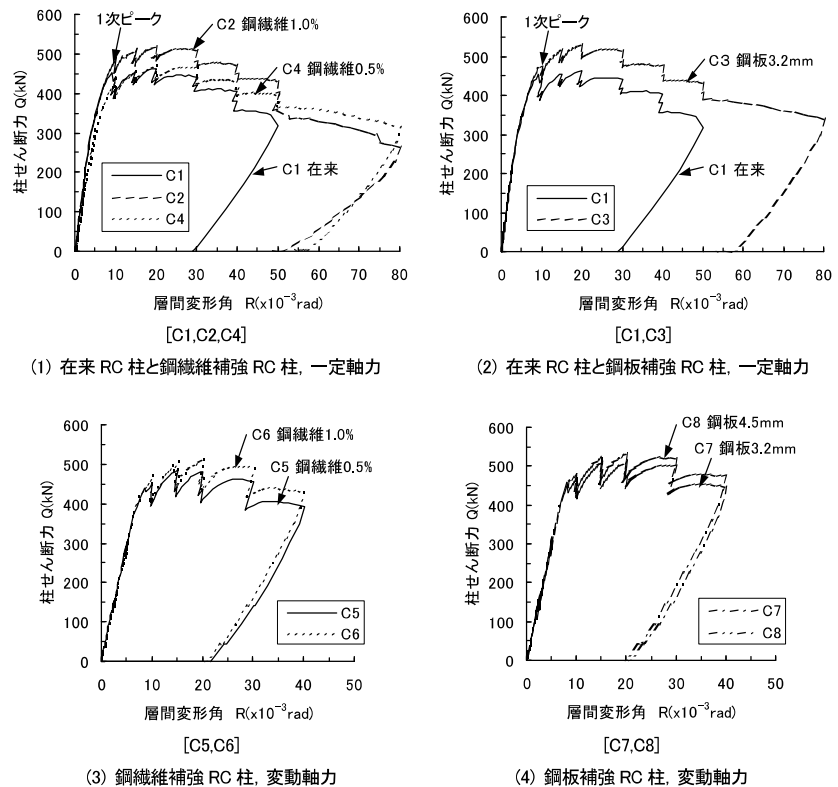


図-5 柱せん断力－層間変形角曲線の包絡線の比較

3.4 限界変形角

各試験体の限界変形角(R_u)の一覧を表-6に示す。一定軸力を加力した C1~C4 を比較すると、限界変形角は、鋼繊維補強 RC 柱 C2、C4 は在来 RC 柱 C1 に対し 1.18 ~ 1.29 倍、鋼板補強 RC 柱 C3 は C1 に対し 1.18 倍と大

きな値となっており、補強効果が現れている。鋼繊維補強 1.0%の RC 柱 C2 と鋼板補強 3.2mm の RC 柱 C3 とは、ほぼ同じ限界変形角であり、同等の補強効果を示すことがわかる。一方、鋼繊維補強 RC 柱の C2 と C4 を比較すると、繊維混入率が 1.0%の C2 は 0.5%の C4 に比べ値が小さくなっている。これは、C4 では C2 に対しコンクリート強度が低く、それに応じて加力した軸力の値が低かったため、損傷が軽微となり、限界変形角が大きくなったものと考えられる。

変動軸力を加力した C5~C8 では、その限界変形角は図-4(2)の(5)~(8)に示す通り、いずれの試験体も確定されていないが、 $R_u=40 \times 10^3 \text{rad}$ においても最大耐力の 80%を超える耐力を有しており、軸力比 $\eta_c=0.5$ の高軸力を加力した RC 柱であるにもかかわらず、十分に高い変形性能を示している。以上のことより、鋼繊維補強、鋼板補強ともに変形性能確保の補強効果が認められた。

表-6 限界変形角

試験体	軸力比 η	種類	限界変形角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)
一定軸力	0.3 (η_c)	在来RC	44.9
		鋼繊維1.0%	53.0
		鋼板3.2mm	52.8
		鋼繊維0.5%	58.0
変動軸力	0.5 (η_c)	鋼繊維0.5%	40以上
		鋼繊維1.0%	40以上
	-0.7 (η_c)	鋼板3.2mm	40以上
		鋼板4.5mm	40以上

3.5 最大耐力の実験値と計算値

柱主筋降伏荷重および最大耐力の実験値と、曲げ耐力、せん断耐力および付着耐力の計算値、ならびにそれらの比較を表-7に示す。最大耐力の実験値どうしを比較すると、鋼繊維補強 RC 柱 C2、鋼板補強 RC 柱 C3 は、在来 RC 柱 C1 に比べて 10~15%上回っている。次に、在来 RC 柱 C1 を除き、いずれの試験体も曲げ破壊型であったため、最大耐力の実験値と曲げ耐力の計算値とを比較する。ここで、曲げ耐力の計算値は、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱によらず、安全側の配慮の

とに、プレーンコンクリートによる在来 RC 柱として、設計で通常使われている ACI ストレスブロック式³⁾で計算したものである。また、せん断耐力および付着耐力の計算値は、靱性保証型設計指針³⁾の諸式により、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱によらず、プレーンコンクリートによる在来 RC 柱として計算したものである。さらに、鋼板補強 RC 柱 C3、C7、C8 では、鋼板の拘束効果を考慮して、鋼板を等価な横補強筋比に置き換え、柱主筋を拘束する横補強筋比に加えることによってせん断耐力を計算した場合の計算値も併記している。

最大耐力について、曲げ耐力の計算値に対する実験値の比をとると、圧縮側は、在来 RC 柱 C1 を除いて全ての試験体 C2~C8 で 1.0 以上となり、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱に対しては、計算値は安全側の評価をすることが確認できる。一方、C1 では実験値は計算値に対して 7%小さな値となり、計算値は危険側の評価となっている。他方、変動軸力の試験体の引張側の曲げ耐力については、計算値に対する実験値の比は 1.78~1.84 であり、計算値は最大耐力を過小に評価する結果となっている。なお、C1 においては、付着耐力の計算値は曲げ耐力の計算値よりも小さかったため、C1 の最大耐力は付着耐力で決定されたと考えられる。これは、3.1 節の最終破壊状況で記述したように、C1 では柱全長に渡って付着割裂ひび割れが進展し、耐力が低下したことに対応している。これに対し、C1~C3、C5~C8 では、付着耐力の計算値は曲げ耐力の計算値よりも小さな値を示しているが、それぞれ C2、C4~C6 では鋼繊維補強の効果により、C3、C7、C8 では鋼板補強の効果により、付着割裂破壊が卓越せず、全て曲げ破壊となっている。表-7の右端に示すように、付着耐力の計算値に対する最大耐力の実験値の比をとると、在来 RC 柱の C1 以外では 1.05~1.19 倍となっている。このことから、鋼繊維補強、鋼板補強は、拘束効果により、付着耐力を 1.1~1.2 倍程度上昇させる効果があるものと推察される。一方、せん断耐力の計算値は曲げ耐力の計算値を 38~42%上回っている。計算ではせん断破壊とならないことを示しているが、実験でも全試

表-7 柱主筋降伏荷重および最大耐力の実験値と、曲げ耐力、せん断耐力および付着耐力の計算値

シリーズ	試験体	柱主筋降伏荷重 実験値 ^{*1}		最大耐力実験値		曲げ耐力計算値 ^{*2} 鋼繊維、鋼板効果考慮せず		最大耐力実験値 / 曲げ耐力計算値		せん断耐力計算値 ^{*3} 鋼繊維、鋼板効果考慮せず		付着耐力計算値 ^{*3} 鋼繊維、鋼板効果考慮せず	最大耐力 実験値 / 付着耐力 計算値
		圧縮降伏 (kN)	引張降伏 (kN)	圧縮側 (kN)	引張側 (kN)	圧縮側 (kN)	引張側 (kN)	圧縮側	引張側	(kN)	(kN)	(kN)	
一定軸力	C1	454	462	463	-	500	-	0.93	-	695	-	480	0.96
	C2	477	491	518	-	506	-	1.02	-	702	-	484	1.07
	C3	468	501	529	-	494	-	1.07	-	689	782	476	1.11
	C4	416	457	470	-	440	-	1.07	-	641	-	447	1.05
変動軸力	C5	346/-10	447/-52	488	216	460	121	1.06	1.79	650	-	453	1.08
	C6	376/-10	476/-51	513	223	485	121	1.06	1.84	667	-	463	1.11
	C7	355/-10	513/-54	513	221	453	121	1.13	1.83	644	704	450	1.14
	C8	365/-7	525/-51	533	215	452	121	1.18	1.78	643	710	449	1.19

*1 変動軸力シリーズの試験体(C5~C8)において、柱主筋降伏荷重実験値の圧縮降伏、引張降伏の欄の値は、左が正側加力、右が負側加力のとき。
 *2 鋼繊維補強、鋼板補強によらず、プレーンコンクリートによる在来RC柱としてACIストレスブロック式で計算したもの。計算値はNδ効果を考慮していない。
 *3 靱性保証型設計指針³⁾のせん断耐力式および付着耐力式において、 $R_p=0.01$ 、 $\nu_0=1.7 \sigma_B^{-0.333}$ (CEB式)として計算したもの。

験体は曲げ破壊型であったので、計算結果と実験結果は対応していることが確認できる。

3.6 $Q_{max}/Q_{mu} - Q_{suo}/Q_{mu}$ 関係

最大耐力と曲げ耐力の比(Q_{max}/Q_{mu})とせん断・付着余裕度(Q_{suo}/Q_{mu})との関係を図-6に示す。各記号については、図-6参照。C1を除くと、C2~C4、C5~C8では Q_{suo}/Q_{mu} が1.0近傍にあると、 Q_{max}/Q_{mu} は1.0以上であり、鋼繊維補強、鋼板補強されたRC柱の計算値は、安全側に耐力を評価することがわかる。従来の耐力-破壊モードの評価方法で、鋼繊維補強RC柱、鋼板補強RC柱も、破壊性状を評価できることが確認された。

一方、在来RC柱C1では、耐力は曲線の下側にあり、危険側の評価となっている。前述のように、柱全長に渡り付着割裂ひび割れが進展し、曲げ破壊から付着破壊へとモードが移行したことに対応している。

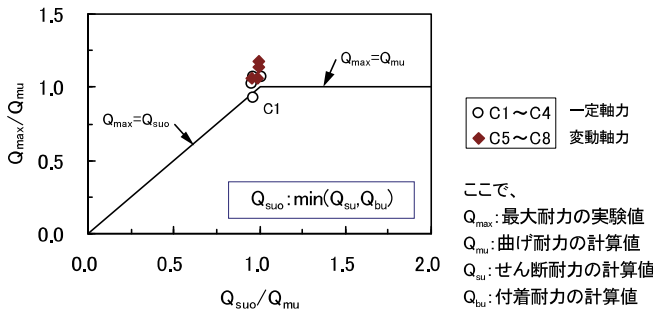


図-6 $Q_{max}/Q_{mu} - Q_{suo}/Q_{mu}$ 関係

3.7 材端部圧縮鉄筋位置のひずみ

本実験では、さらに図-7に示すように、材端部1Dの区間で、圧縮鉄筋位置の軸方向変位 δ_c を測定した。各加力ピーク時の材端部圧縮鉄筋位置ひずみ(ϵ_c)と、層間変形角(R)の関係を図-8に示す。この ϵ_c は δ_c を測定区間1Dで除した材端部の圧縮鉄筋位置ひずみであり、下材端部の測定値を平均して算出した値である。図-8の(1)によると、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad以降、C1の ϵ_c はC2~C4と比較し、急増することがわかる。一方、鋼板補強のC3の ϵ_c は鋼繊維補強のC2、C4よりも若干大きかった。同様に、(2)によると、鋼板補強のC7、C8の ϵ_c は鋼繊維補強のC5、C6よりも大きいことがわかる。また、C5、C6では、鋼繊維混入率の違いによる影響はほとんどみられなかった。

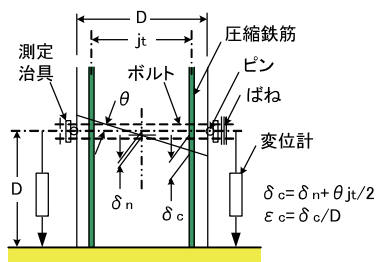
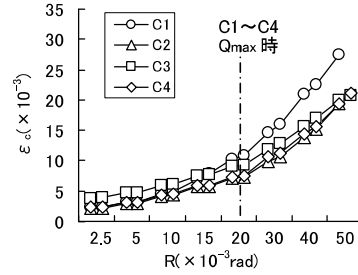
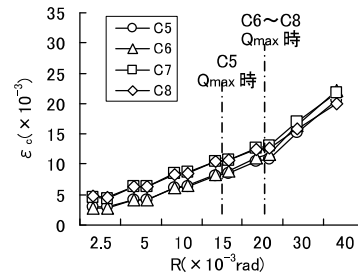


図-7 材端部変位量の測定方法



(1) C1~C4



(2) C5~C8

図-8 材端部圧縮鉄筋位置ひずみ-層間変形角関係

3.8 コアコンクリートの限界圧縮ひずみ

限界変形角(R_u)時の材端部圧縮鉄筋位置ひずみ ϵ_c をコアコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} と定義し、 $\epsilon_{cu} - \Delta S_c$ の関係を図-9に示す。 ϵ_{cu} は図-8と同様に、上下側材端部の測定値を平均して算出した値である。また、 ΔS_c は、 $\Delta S_c = S_c - 1$ であり、横拘束効果を表す係数 S_c は下式(1)で求められる⁴⁾。

$$S_c = f_{c'}/f_{co} = 1 + \xi_w (1 - s/2d_c)^2 \sqrt{(p_{wc} \sigma_{wy})/f_{co}} \quad (1)$$

ここに、

f_{co} : プレーンコンクリートの圧縮強度

ξ_w : 横補強筋配置の補正係数

s : 横補強筋の間隔

$p_{wc} = a_w / (b_c \cdot s)$: コアコンクリートに対する横補強筋比

a_w : 1組の横補強筋の断面積

σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

b_c, d_c : コアコンクリートの幅および成

図-9中には、コンクリート圧縮強度が 60N/mm^2 程度までの曲げ破壊型44体の既往の実験値^{4),5)}を併記している。なお、 S_c の算定において、鋼板補強のC3、C7、C8では、鋼板を等価な横補強筋比に置き換え、柱主筋を拘束する横補強筋比に加えることとした。図-9によると、同一の ΔS_c の場合、本実験の試験体C1~C4(一定軸力)、C5~C8(変動軸力)の ϵ_{cu} は、それぞれ既往の実験値の上限に近いことがわかる。同図中には、プレーンコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{pu} を既往の研究結果⁴⁾による値(4×10^{-3})とし、ならびに今回の実験結

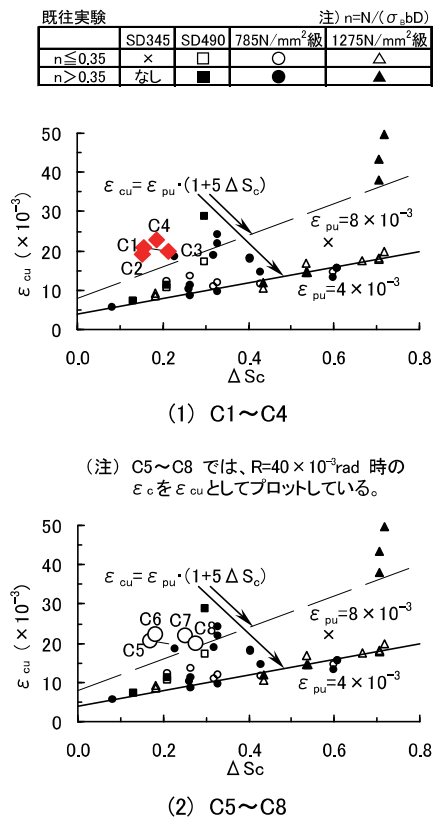


図-9 $\epsilon_{cu} - \Delta S_c$ 関係

果を基に 8×10^{-3} とし、下記の式(2)より求めたコアコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} の計算結果を実線と破線で示した。これより、本実験の範囲では、鋼繊維補強、ならびに鋼板補強によるコアコンクリートの限界圧縮ひずみは、 $\epsilon_{pu} = 8 \times 10^{-3}$ とすれば、式(2)で評価できることが確認されたといえる。

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{pu} \{1 + 5(S_c - 1)\} \quad (2)$$

ここに、

S_c : 横拘束を表す係数

4. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- i. 鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱では、在来 RC 柱に比べて、曲げ耐力は 10~15% 上回り、限界変形角は 20~30% 向上する
- ii. 鋼繊維補強 1.0% の RC 柱と鋼板補強 3.2mm の RC 柱の限界変形角は概ね等しく、同等の変形性能を示す
- iii. 鋼繊維補強 0.5%、鋼板補強 3.2mm 以上であれば、軸力比 $\eta_c = 0.5$ の高軸力下でも、限界変形角は $R = 40 \times 10^{-3}$ rad 以上を確保できる
- iv. 鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱は、在来 RC 柱に比べて、付着耐力が 1.2 倍程度上昇する

v. 鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱のコアコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} は、 $\epsilon_{pu} = 8 \times 10^{-3}$ とすれば、式(2)で評価できる

vi. 実験結果から、今回採用した鋼繊維補強、鋼板補強を適用すると、実務設計で求められる $F_c 150N/mm^2$ 柱の曲げ性能を確保できることが確認できた

5. あとがき

本加力実験から、 $F_c 150N/mm^2$ 級の曲げ破壊型の柱の構造性能を概ね把握できた。今後は、さらに、せん断破壊型の柱の構造性能についても検討を行っていく予定である。

これらの実験データを用いることによって、鉄筋コンクリート造超高層建物における $F_c 150N/mm^2$ 級の柱の部材設計に寄与したいと考えている。

6. 謝辞

本研究は、一般社団法人建築構造技術支援機構の益尾 潔先生にご指導いただいた。また、本実験は、日本建築総合試験所で行ったものであり、同所の足立将人氏、堂下 航氏ならびに職員の方々にご協力いただいた。ここに記して謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 高津比呂人、木村秀樹、石川裕次、三井健郎、武田浩、「鋼繊維を混入した超高強度鉄筋コンクリート柱部材に関する実験的研究」、竹中技術研究報告、pp.1-10、No.58、2002
- 2) 山本佳城、中島 徹、渡邊悟士、清水良広、「設計基準強度 $200N/mm^2$ の超高強度プレキャストコンクリートの超高層鉄筋コンクリート造住宅への適用」、コンクリート工学、pp.37-42、Vol.49、No.8、2011
- 3) 日本建築学会、「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」、1999
- 4) 益尾 潔、「曲げ降伏先行型鉄筋コンクリート柱の限界部材角の評価」、日本建築学会論文報告集、第 447 号、pp.119-128、1993.5
- 5) 市岡有香子、田川浩之、足立将人、益尾 潔、「SD490 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 柱の構造性能」、GBRC、Vol.35、No.3、pp.16-23、2010.7

免震レトロフィット工法の柱仮受け部材に関する 実験的研究

Experimental Study on the Temporary Supporting Method for Seismic Isolation Retrofit

舟木秀尊* 岸本 剛* 床 圭司**

要 旨

免震レトロフィット工事における積層ゴムの設置に必要な柱の仮受け部材として、既設柱の切断箇所上部と下部に増し打ち鉄筋コンクリート柱を構築し、そこに仮受けジャッキを設置する施工方法を考案した。PC 鋼棒で圧着した既存柱と増し打ち鉄筋コンクリート柱について、構造実験により仮受け部材としての荷重支持性能を確認すると共に、施工実験により実工事の安全性を確認した。

キーワード：免震レトロフィット、中間階免震、仮受け、PC 鋼棒、圧着接合

1. まえがき

巨大地震の発生が懸念される中、既存建物を免震化する免震レトロフィット工法が注目されている。これまで免震レトロフィット工法は中低層の建物を対象とすることが多かった。しかしながら、地震時の安全性を高める有効な手段として一般に認知され、普及が進むにつれて、様々な形状・規模や塔状比の大きな建物にも適用される事例が出現し、要求も多様化してきている。

既存建物を免震建物とする場合、柱や耐震壁などの鉛直部材を切断し、免震装置を設置する。一般には、ジャッキ等の仮設支持部材を柱周辺に設置して持ち上げ、柱にかかる荷重を仮受けした後、柱の免震装置設置箇所を切断・除去し、免震装置を設置・固定して仮設支持部材を取り外すという手順になる。

一方、免震レトロフィット工事においては、工事の範囲を免震階のみにすることにより、上層階・下層階とも居ながら（店舗は営業しながら）の施工が可能となる。本研究では、免震レトロフィット工事における積層ゴムの設置工事に必要な柱の仮受け部材として、既存柱に増し打ちした鉄筋コンクリート柱を用いる施工方法の開発を目的とした。

2. 工法の概要

免震化工事の柱仮受けにおける荷重伝達のイメージを図-1に示す。免震装置を設置するにあたって既設柱を切断することから、柱が負担している荷重を一時的に仮受けする必要がある。既設柱の切断箇所上部と下部に増し打ち鉄筋コンクリート柱を構築し、そこに仮受けジャッキを設置する。その際、増し打ち部と既設柱の一体性を確保するために、PC 鋼棒によって圧着する。

ここで、既設柱から増し打ち柱への荷重の伝達が課題となる。柱荷重は既存柱から増し打ち柱へと、既存柱と増し打ち柱の接合面の摩擦力によって伝達される。この荷重伝達を向上させるため、接合面の目荒し処理を施工方法、あるいは増し打ち柱側面に PC 鋼棒を配置して緊張力を導入し、接合面に生じる摩擦抵抗を増大させる方法が考えられる。

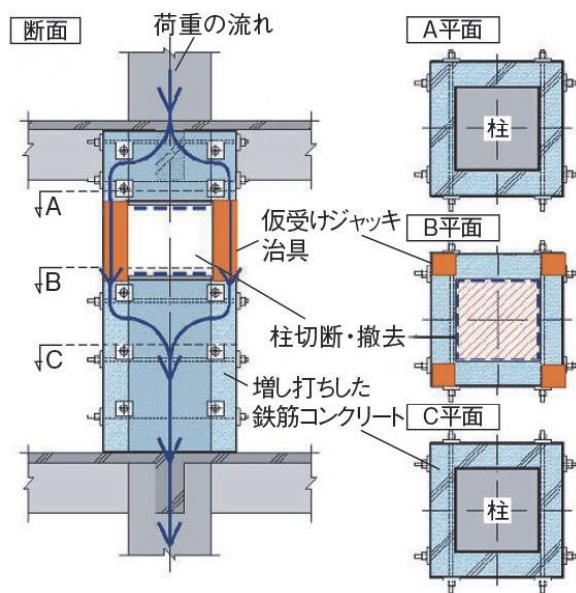


図-1 荷重伝達のイメージ

*技術研究所 **東日本支社建築設計部

3. せん断実験

3.1 実験概要

既存柱と増し打ち柱が PC 鋼棒で圧着された接合部を対象として、接合面のせん断力伝達特性を把握するために、目荒しの面積比やダボ（アングル材、横引き鉄筋、あと施工アンカー）ならびに圧着応力度をパラメータとしたせん断実験を行った。試験体の形状（No.1）を図-2に、接合面の状況を写真-1に示す。既設側と増し打ち側が接合する圧着面積は 360cm²（20×18cm）であり、コンクリート強度は 23.6N/mm² である。接合面の処理方法は、目荒し処理とダボ設置の2種類とした。目荒し処理は深さ 5mm 程度のチップングを施し、ダボは接合面の境界に埋設した。各試験体とも、目荒し処理とダボを設置した後、増し打ち部を打設した。加力方法は、接合面のせん断方向に対する単調載荷とした。

3.2 実験結果

実験結果の一覧を表-1に、目荒しの割合に着目した荷重と変位の関係を図-3に示す。すべり始めの荷重を圧着力で除した値は、目荒しを施してダボがない試験体において 1.83~3.30 を示した。すべりが発生した後、荷重は低下するが、すべりながら動摩擦抵抗力を保持した。接合面における目荒しの面積比と荷重の関係を図-4に示す。目荒しの割合と最大荷重には、ダボの有無に寄らず比例関係が見られた。せん断力伝達は、横引きアングルを設置した場合が最も大きく、次いで横引き鉄筋、ダボなしの順であった。なお、あと施工アンカーの試験体については、最大耐力に殆ど影響はなく、すべり発生後の荷重低下を少なくする効果があった。

既設柱の躯体表面に目荒しやダボを施し、PC 鋼棒により圧着することで、既設柱と増し打ち柱の接合面におけるせん断力の伝達が向上することを確認した。

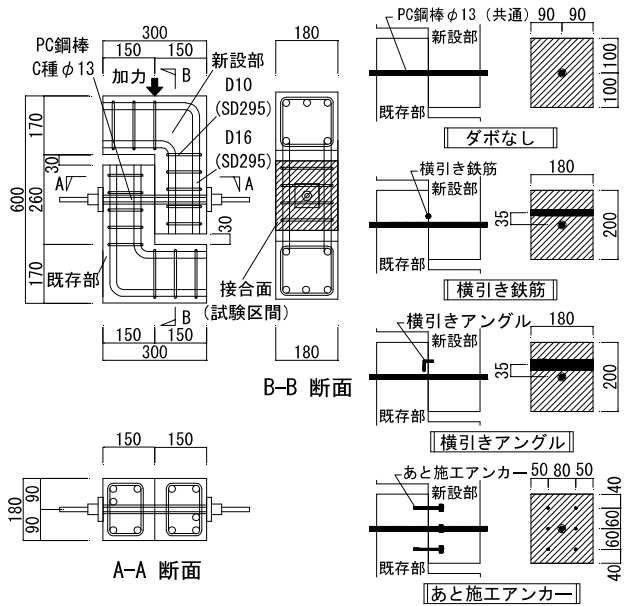


図-2 試験体の形状



写真-1 接合面の状況

表-1 実験結果

試験体	接合面(目荒し+ダボ)				配筋量 pa %	PC圧着		実験結果		
	目荒し		ダボ			緊張力 T kN	面圧 σ/A N/mm ²	最大荷重 (すべり始め) Qmax kN	せん断強度 τ N/mm ²	実験時緊張力 Te kN
	0%	50%	25%	12.5%						
N-A	○	-	-	-	-	50	1.39	115	3.19	50.5
N-B	-	○	-	-	-	50	1.39	165	4.58	49.9
N-C	-	-	○	-	-	50	1.39	141	3.92	50.2
N-A-H	○	-	-	-	-	100	2.78	167	4.65	91.5
D16-A	○	-	-	-	-	50	1.39	147	4.09	50.4
D16-B	-	○	-	-	横引き鉄筋	1-D16	-	175	4.86	48.8
D16-C	-	-	○	-	横引き鉄筋	1-D25	-	152	4.22	50.2
D25-A	○	-	-	-	横引き鉄筋	1-D25	-	140	3.89	48.3
L30-A	○	-	-	-	横引きアングル	L-30x3	-	151	4.21	48.3
L30-B	-	○	-	-	横引きアングル	L-30x3	-	206	5.71	51.3
L30-C	-	-	○	-	横引きアングル	L-30x3	-	173	4.81	51.2
N-D	-	-	-	○	無し	-	-	133	3.69	50.3
A6-A	○	-	-	-	あと施工アンカー	6-D6	0.52	120	3.32	49.7
A6D16-A	○	-	-	-	アンカー+横引き鉄筋	6-D6 +1-D16	0.52	140	3.89	50.0

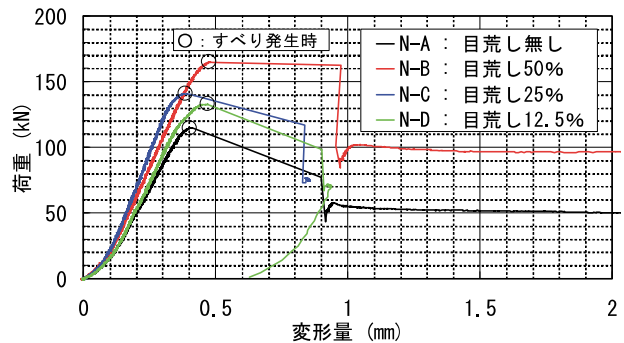


図-3 荷重と変位の関係(ダボなし)

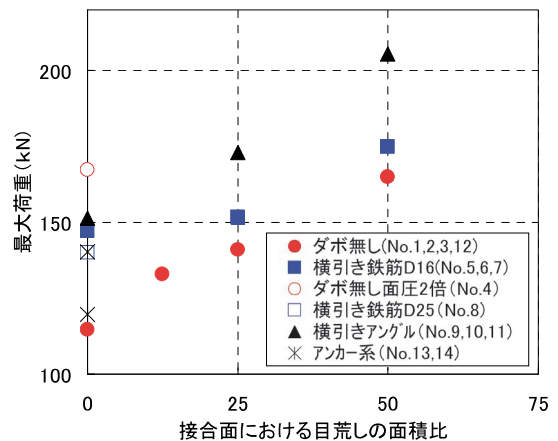


図-4 表面粗度と最大荷重の関係

4. 実大載荷試験

4.1 試験体

既設柱と増し打ち柱の接合面における柱荷重伝達を実大規模で確認するために載荷試験を行った。試験体の概要を図-5に示す。試験体は、既存柱と増し打ち柱およびPC鋼棒で構成される。最初に既存柱を製作した後、その周辺に増し打ち柱の鉄筋およびPC鋼棒用シースを配置し、増し打ち部コンクリートを打設した。その後、載荷する前にシース内にPC鋼棒を挿入し、緊張力を与えた。試験体は、実大モデル6体(No.1~4、No.6、No.7)と縮小モデル1体(No.5)の計7体である。実大モデルのうちNo.6とNo.7は、No.3の試験後にワイヤーで水平に切断して圧着面積を減じた試験体である。材料試験結果を表-2に示す。試験体に用いたコンクリートは、既存柱部は軽量コンクリート2種、増し打ち柱部は普通コンクリートである。PC鋼棒はC種1号とし、実大試験体はφ40、縮小試験体はφ23を使用した。実験因子を表-3に示す。PC鋼棒の配置方向、本数および緊張力、既設柱表面の目荒し有無を実験因子とした。No.4とNo.5の目荒し処理は、既設柱部の表面に対して、増し打ち柱との接合面における面積比25%の割合で深さ5~15mm程度の凹凸を設けた。

4.2 試験方法

実大試験体では、圧着面を介して荷重が伝達される仮受けを模擬し、増し打ち柱部の下面に支持板を設置して加力を行った。縮小試験体では、上下の既設柱部が荷重を受ける状態で加力を行った。載荷履歴は、各試験体とも押し抜きの圧縮試験とした。その際、破壊の可能性がある試験体については加力装置の安全を考慮して圧縮力P=6000kN、破壊の可能性がある試験体はP=9000kN(No.4-1100XY)、P=7500kN(No.4-900XY)を上限の載荷荷重とした。測定項目は、圧縮力、軸方向変形量、鉄筋ひずみ、PC鋼棒ひずみ、ひび割れ状況である。

4.3 実験結果

a. 荷重支持性能

実験結果一覧を表-4に示す。実大モデルの最大荷重は、既設柱に目荒しを設けて短辺および長辺の2方向から緊張力1100kNを与えたNo.4-1100XYにおける9018kNであった。目荒しがないNo.1-700X、No.2-200Y、No.3-700XY、No.3-200XYでは、試験機の載荷上限である6000kNにおいても破壊に至らなかった。No.4シリーズとNo.5の荷重-変形関係を図-6に示す。No.4では緊張力を1100→900→200→50→0kNの順に5段階に変化させて載荷したが、剛性低下は見られず、いずれも破壊には至らなかった。縮小モデルのNo.5では、荷重が3500kNを超えたところで上部および下部増し打ち柱の仮設柱近傍においてコンクリートの損傷が始まり、最大耐力3963kNに達した後、緩やかに耐力が低下した。

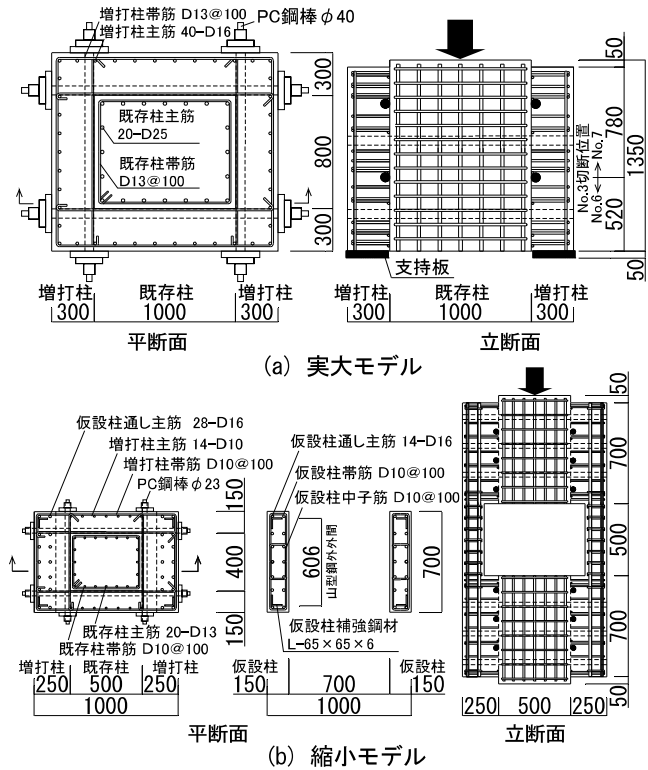


図-5 試験体の概要(No. 3、No. 4、No. 5)

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート

打設箇所	使用試験体	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(kN/mm ²)
既存柱 (軽量コン)	No.1~No.5	31.9 ~ 36.2	14.8 ~ 16.1
	No.6, No.7	33.5	15.6
増し打ち柱 (普通コン)	No.1~No.5	33.4 ~ 34.1	29.3 ~ 30.6
	No.6, No.7	38.1	30.1

(b) 鉄筋・鋼材

使用箇所	鉄筋・鋼材(材質)	降伏強度(N/mm ²)
主筋・帯筋・中子筋	D10,D13,D16(SD295A)	340 ~ 381
主筋	D25(SD345)	379
仮設柱補強鋼材	L-65×65×6(SS400)	317

(c) PC鋼棒の規格値

呼び名	種類	記号	降伏点(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)	伸び(%)
φ23	C種1号	SBPR	1080以上	1230以上	5以上
φ40					

表-3 実験因子

系列	試験体	呼称	PC鋼棒配置方向	PC鋼棒本数	既存柱目荒し	PC鋼棒緊張力(kN/1本)
I	No. 1	No. 1-700X	短手(X)	2段×2本 1方向	目荒し 無し	700
		No. 1-700X-T*				700
	No. 2	No. 2-200Y	長手(Y)	2段×2本 1方向		200
		No. 2-0	-	-		-
	No. 3	No. 3-700XY	短手(X)	2段×2本 2方向		700
		No. 3-200XY	長手(Y)	2段×2本 2方向		200
No. 4	No. 4-1100XY	短手(X) 長手(Y)	2段×2本 2方向	1100		
	No. 4-900XY			900		
	No. 4-200XY			200		
	No. 4-50XY			50		
	No. 4-0			-		
II	No. 5	No. 5-175XY	短手(X) 長手(Y)	4段×2本 2方向	目荒し 25%	175
		No. 5-0	-	-	-	-
III	No. 6 (No. 3の 切断下部)	No. 6-700Y	長手(Y)	1段×2本 1方向	目荒し 無し	700
		No. 6-360Y				360
		No. 6-200Y				200
	No. 7 (No. 3の 切断上部)	No. 7-200XY	短手(X)	1段×2本 2方向		200
		No. 7-460XY	長手(Y)	1段×2本 2方向		460
No. 7-200X	短手(X)	1段×2本 1方向	200			

※ No. 1-700X-T は支持板と試験機ベッドの間にテフロン板を敷設した

b. ひび割れ状況

既設柱と増打ち柱の圧着面においてすべり破壊が発生しなかった試験体では、1方向に緊張力を与えた No.1 および No.2 において増打ち柱の側面中央に縦方向ひび割れが発生した。No.1 の長手方向における側面ひび割れ状況を写真-2 (a) に示す。PC 鋼棒で緊張力が導入されていない長手方向には増打ち柱の側面に縦ひび割れが発生したが、緊張力を与えた短手方向の側面にはひび割れは発生しなかった。PC 鋼棒による緊張力が、増打ち柱のひび割れ防止に寄与していることがわかる。一方、2方向に緊張力を与えた No.3 および No.4 においては試験体に殆ど損傷がなかった。PC 鋼棒の緊張力を2方向から与えることで、既設柱に圧着した増打ち柱にひび割れを発生させずに仮設支持部材として使用できることが確認できた。縮小モデルの No.5 について実験終了時の破壊状況を図-7 に示す。上下を繋ぐ仮設柱の損傷は殆どなく、既存柱と増打ち柱の接合面ならびに増打ち部の長手方向における損傷が顕著に表れた。

c. 圧着面におけるすべり

圧着面におけるすべりはいずれも目荒しのない試験体で発生した。No.1-700X-T では、最大耐力 5162kN ですべりが発生した。既設柱のすべり状況を写真-2 (b) に示す。すべりが既設柱と増打ち柱の界面で発生していることがわかる。荷重はすべりの発生に伴って急落したが、その後もすべりながら 2500kN 以上の荷重を保持した。No.2-0 (PC 鋼棒を緩めた状態) では、最大耐力 5808kN ですべりが発生した。緊張力を導入していない状態でも接合面の固着によって荷重を伝達できたと考えられる。No.3 を切断 (切断位置は図-5 を参照) して再利用した No.6 と No.7 について、すべり後に再載荷した際の最大耐力と PC 鋼棒の緊張力の関係を図-8 に示す。すべりが発生した後の最大耐力は、1方向緊張 (長手方向) に比べて2方向緊張の方が高く、PC 鋼棒の緊張力の増加に伴って耐力も増加する傾向が見られた。PC 鋼棒の緊張力および緊張方向が、最大耐力に大きく影響することが確認できた。

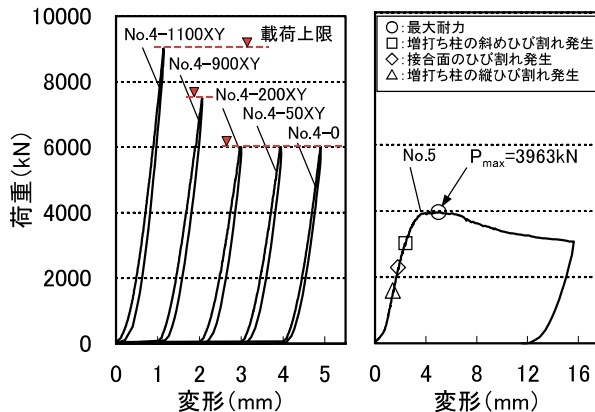
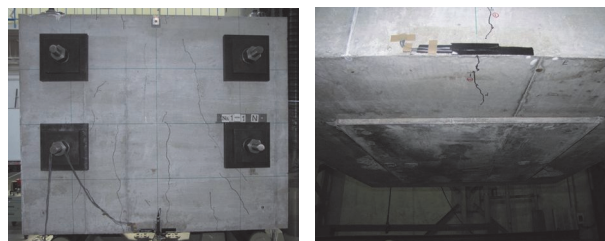


図-6 荷重-変形関係



(a) 長手方向の側面 (b) 既設柱のすべり状況
写真-2 実験後の状況 (No.1-700X, No.1-700X-T)

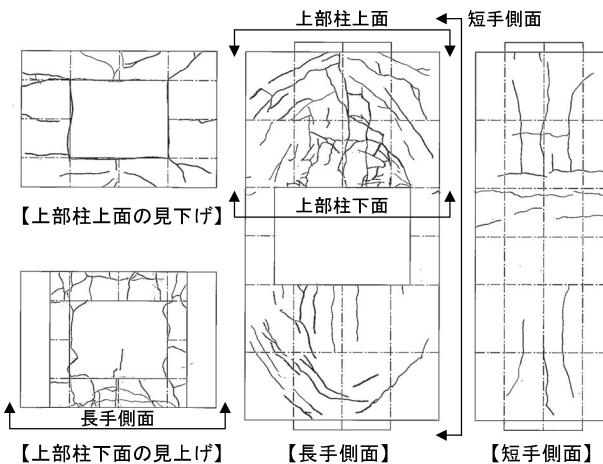


図-7 実験終了時のひび割れ状況 (No.5)

表-4 実験結果一覧

試験体	到達荷重 (kN)	最大耐力 (kN)		破壊状況
		すべり発生時荷重	すべり発生後荷重	
No.1-700X	6010	—	—	破壊なし
No.1-700X-T	—	5162	2969	すべり破壊
No.2-200Y	6009	—	—	破壊なし
No.2-0	—	5808	—	すべり破壊
No.3-700XY	6009	—	—	破壊なし
No.3-200XY	6013	—	—	破壊なし
No.4-1100XY	9018	—	—	破壊なし
No.4-900XY	7507	—	—	破壊なし
No.4-200XY	6009	—	—	破壊なし
No.4-50XY	6007	—	—	破壊なし
No.4-0	6006	—	—	破壊なし
No.5-175XY	3963	—	—	開口部近傍破壊
No.6-700Y	—	2406	1337	すべり破壊
No.6-360Y	—	—	1006	すべり破壊
No.6-200Y	—	—	776	すべり破壊
No.7-200XY	6009	—	2321	すべり破壊
No.7-200X	—	5608	2061	すべり破壊
No.7-460XY	—	—	2675	すべり破壊

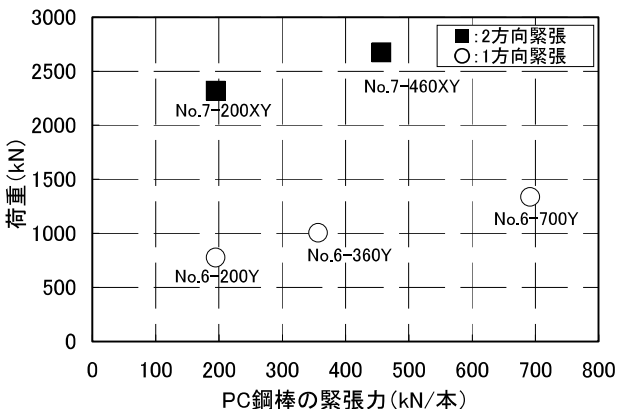


図-8 すべり発生後の最大荷重-PC 鋼棒緊張力の関係

5. 施工実験

5.1 実験概要

施工手順を確認するために、実大規模の試験体を用いて施工実験を行った。試験体の概要を図-9に、使用材料を表-5に示す。想定した長期軸力 5000kN を試験体に載荷した状態で、①PC 鋼棒の緊張、②既設柱の切断、③積層ゴムの設置、④架台構築、⑤荷重開放までの作業工程を約1ヶ月間にわたって実施した。試験体に用いたコンクリートは、既存柱部は軽量コンクリート2種、増し打ち柱部は普通コンクリートである。免震装置を設置する架台には無収縮グラウトを用いた。実大載荷試験の結果を基に、既存柱には目荒し処理を施さず、PC 鋼棒はC種1号φ40を使用して緊張力を与えた。増し打ち柱の側面には引張り抵抗プレートを設置している。これは工事中に地震が発生した際、引抜きに抵抗するための部材である。柱切断時の仮受けには使用せず、柱を切断した後に上下のプレートをボルトで連結する。

実工事における施工手順を図-10に示す。既設柱の切断から積層ゴムに荷重が移行されるまでの間、柱荷重は既設柱の切断区間に設置されるジャッキの仮受けを介して、既存柱と増し打ち柱の圧着面により伝達される。この荷重伝達状態を模擬し、施工実験は試験機による荷重が既設柱のみに載荷される状態で行った。

計測項目は、載荷軸力、鉛直変位、切断区間変位、積層ゴム変位、既設柱と増し打ち柱の各種鉄筋ひずみ、PC 鋼棒のひずみ等である。

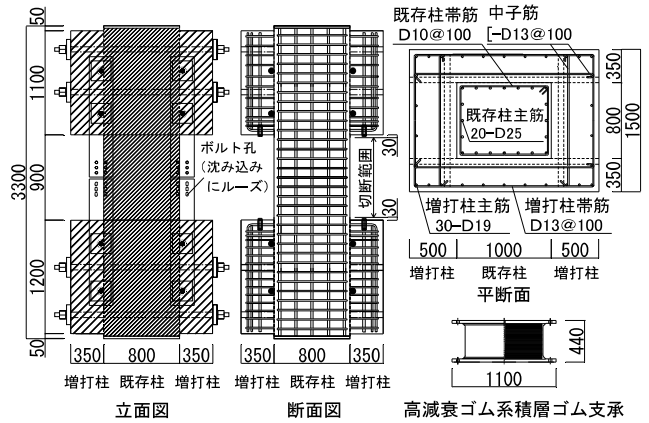


図-9 試験体

表-5 使用材料

(a) コンクリート

打設箇所	試験日状況	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(kN/mm ²)
既存柱 (軽量コン)	柱切断	33.4	16.5
	荷重開放	37.2	16.8
増し打ち柱 (普通コン)	柱切断	38.4	31.8
	荷重開放	41.9	33.3
架台(グラウト)	荷重開放	40.7	18.0

(b) 鉄筋

使用箇所	鉄筋・鋼材(材質)	降伏強度(N/mm ²)
帯筋・中子筋・補強筋	D10,D13,D16 (SD295)	347~356
主筋、架台アンカー筋	D19,D22,D25 (SD345)	375~386

(c) PC 鋼棒の規格値

呼び名	種類	記号	降伏点(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)	伸び(%)
φ40	C種1号	SBPR 1080/1230	1080以上	1230以上	5以上

(d) 高減衰系積層ゴム

呼称	等価剛性(kN/mm)	等価粘性減衰定数(%)	鉛直剛性(kN/mm)
HRB080-20G35I	0.812	17.0	3738

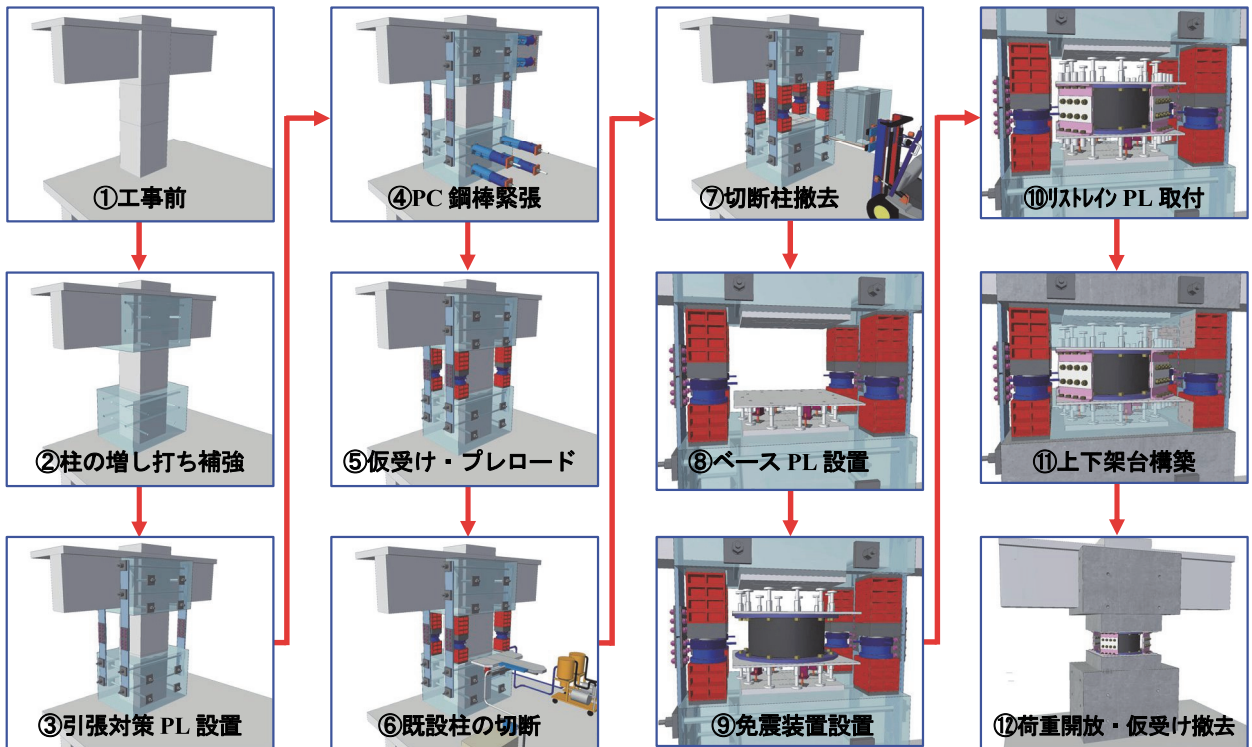
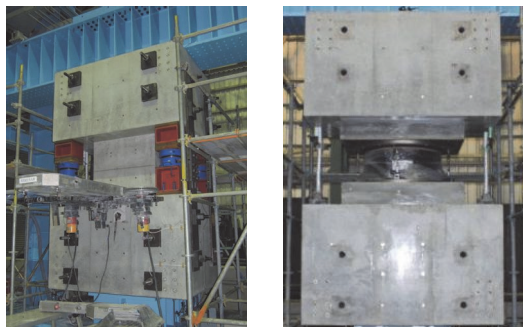


図-10 施工手順

5.2 実験結果

既設柱切断時と完成時の実験状況を写真-3に、各部位における鉛直変形量の推移を図-11に示す。全体変形量に着目すると、既設柱を切断した際に1mm、仮受けジャッキから積層ゴムへ荷重を移行する際（荷重開放）に3mm程度の沈み込みが見られた。この沈み込みは主に積層ゴムの鉛直変形によるものである。実際の工事では、工事後に有害な変形が残らないように、荷重を移行する直前に沈み込み分をジャッキで持ち上げておくことで対策が可能と考える。

既設柱に作用する荷重を把握するために、既設柱の主筋ひずみを測定した。実験期間中の主筋ひずみの推移を図-12に示す。既設柱の下面（SL）から中央（既設柱切断部：SL+1650mm）にかけての変動を表している。既存柱が負担している荷重は、プレロードにより仮受けから増打ち柱へと流れて半分程度に低減される。仮受け時には切断部近傍（SL+1050）では、既存柱は殆ど荷重を負担しないが、下面に近づくにつれて増打ち柱からの荷重



a) 既設柱切断時 b) 完成時
写真-3 実験状況

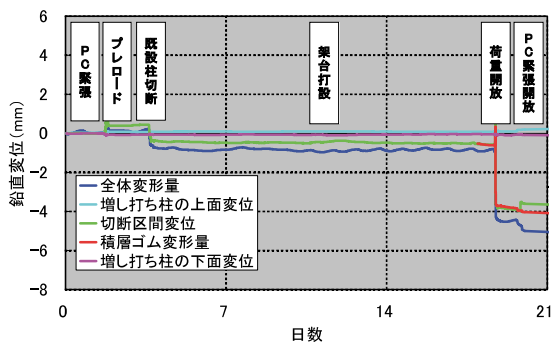


図-11 鉛直変形量の推移

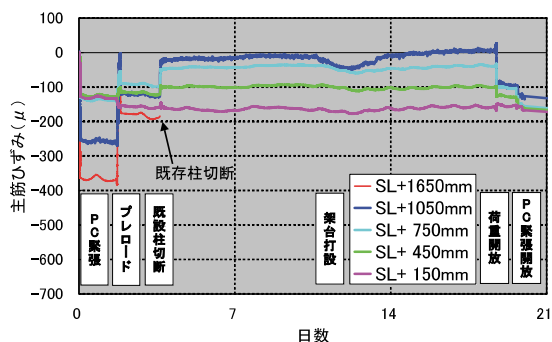


図-12 主筋ひずみの推移（既設柱）

が伝達され、最終的には既存柱のみで荷重を負担していると推察される。今回の施工実験を通じて、一連の作業手順の妥当性を確認した。

6. まとめ

免震レトロフィット工法の柱仮受け部材に関する実験を行い、考案した施工方法が実建物へ適用できることを実証した。主な結果を以下に示す。

- i. PC 鋼棒の緊張力で接合される鉄筋コンクリート躯体同士は、PC 緊張力の約 2 倍に相当する摩擦力を有しており、実大規模においてダボを設けず目荒しの割合を 25%以下とすることが可能である
- ii. 既存柱と増打ち柱の荷重伝達状況を模擬した構造実験により、PC 鋼棒の緊張力で圧着接合された鉄筋コンクリート柱が、免震レトロフィット工事における柱切断時の荷重を仮受けする部材として使用できることを確認した
- iii. 実大試験体に 5000kN を載荷した状態で行った施工実験により、PC 鋼棒の緊張、既設柱の切断、積層ゴムの設置、架台グラウト、荷重開放、引き抜き対策プレートの設置までの安全性を確認した

7. あとがき

今回の実験は柱荷重の受け渡しが 1 本の柱で完結する状態で実施した。一方、実建物においては、隣接する柱・梁・壁ならびに仮設の耐震ブレースなど、複数の要素が存在する状態での工事となる。本工法を適用する際は、施工計画においてそれらの影響を検討すると共に、各柱の鉛直変形量等が想定通りであることを確認するために施工時のモニタリングを計画している。

免震レトロフィット工事は、その建物によって要求も様々である。これらの要求に応じていく中で、今回のような増打ち躯体による仮受け方法だけでなく、鉄骨やプレキャスト躯体といった乾式の仮受け支持部材を用いた施工方法についても検討していきたい。

【参考文献】

- 1) 山中他、「外付け耐震補強部材の圧着接合に関する実験的研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000.9
- 2) 茂木他、「免震レトロフィット技術—中間階免震工法の適用例—」、奥村組技術研究年報、No.33、pp.77-82、2007.7
- 3) 国土技術政策総合研究所、建築研究所、「2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例」、2009.9

モルタル吹き付けによる既存耐震壁の耐震補強工法の開発

Development of a Method of Seismic Strengthening of Existing Shear Walls by Spraying Polymer Cement Mortar

岸本 剛* 河野政典* 山上 聡* 服部晃三** 平松一夫***

要 旨

既存耐震壁の耐震補強工事の際の、コンクリートの打設に伴う騒音、コンクリートポンプ車や配管スペースのための広い施工スペースの確保、型枠の設置による工事期間の長期化等の問題を改善するため、コンクリートを打設する代わりにポリマー系セメントモルタルを吹き付けることにより既存耐震壁の増し打ちを行う耐震補強工法を開発した。また、増し打ち壁をエポキシ樹脂で既存躯体に接着接合する工法を採用しているため、あと施工アンカー工事に伴う騒音・振動も低減できる。構造実験から、開発した増し打ち補強は、耐震補強工法として有効であり、補強効果を考慮したせん断終局耐力算定式により増し打ち壁の設計ができることを確認した。

キーワード：耐震壁、増し打ち壁、吹き付け、ポリマーセメントモルタル

1. まえがき

耐震性能が不足する既存建物に壁を増設することは、耐震補強として有効な方法の一つである¹⁾。壁の増設には、オープンフレームに耐震壁を新設する方法（増設壁）や、既存の耐震壁の壁厚を増す方法（増し打ち壁）がある。増設壁については、補強効果に関する研究が数多く行われ²⁾³⁾、多くの実建物の補強に用いられている。また、最近では、作業を省力化するため、プレキャスト部材を現場で組み立てる方法も開発されている⁴⁾。

しかし、動線や採光等の意匠上の制約により、補強位置が限定され、増設壁を設置できない場合、増し打ち壁が採用される。増し打ち壁による耐震補強では、一般にコンクリートにより既存耐震壁を増厚するが、コンクリートの打設に伴う騒音、打設現場におけるコンクリートポンプ車や配管等のための広い施工スペースの確保、型枠の設置による工事期間の長期化が問題となっている。また、増し打ち壁と既存躯体は、あと施工アンカーにより一体化されるが、あと施工アンカー工事に伴う騒音や振動のため、建物を使用しながらの工事は難しく、一時的な移転が必要となる場合もある。

そこで、工事期間を短縮し、狭隘なスペースでの施工を可能とするため、コンクリートを打設する代わりにポリマー系セメントモルタル（以下、PCM）の吹き付けにより増し打ちする工法（以下、本工法）を開発した。また、あと施工アンカー工事に伴う騒音・振動を低減する目的で、増し打ち壁をエポキシ樹脂で既存躯体に接着

接合する工法も考案した。これらの補強効果を確認するため、構造実験を実施し、耐力評価を行った。本報では、工法概要と補強効果、および耐力評価法について報告する。

2. 工法概要

本工法の概要を図-1に示す。本工法では、既存耐震壁（以下、既存壁）の壁厚を増すことにより、耐震性能の向上を図る。建物を使用しながら施工することを考慮し、増し打ち壁と既存躯体の接合は、既存躯体に定着筋付き鋼板をエポキシ樹脂により接着する方法（以下、接着タイプ）とする。増し打ち壁が受ける地震時の水平力をPCM、および壁筋が負担し、その力は定着筋を介し接着接合部、さらには既存躯体に伝達される。なお、従来のあと施工アンカーを設置する方法（以下、アンカータイプ）も可能である。

本工法の特長には、①補強対象が既存壁の存在する位置なので建物を有効に利用できる、②PCMに高強度材料を使用するため壁厚を薄くできる、③あと施工アンカー工事がないため騒音や振動を低減できる、④省スペースでの施工（ポンプ車不要）、工期短縮（型枠不要）が可能となる、等が挙げられる。

3. 実験概要

3.1 試験体

*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

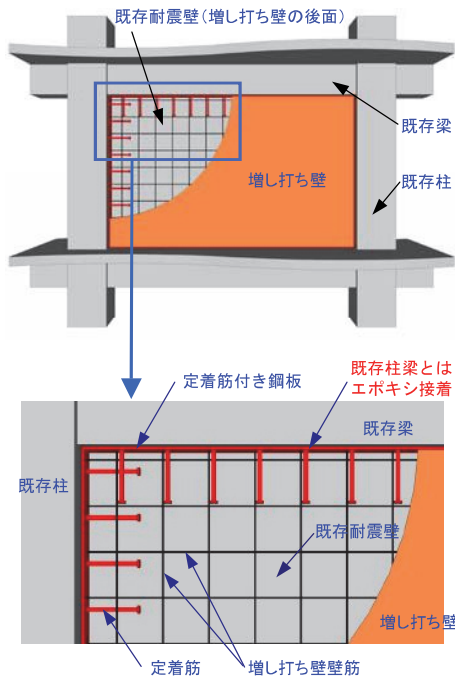


図-1 工法概要

表-1 に試験体一覧、図-2 に試験体形状を、表-2 に材料試験結果を示す。試験体は1層1スパンの縮尺約1/3のモデルで、試験体数は8体である。

試験体 No.1~4 は、補強の有無や種類による補強効果の確認を目的とした試験体で、実験パラメータは、増し打ち壁による補強の有無、増し打ち壁の種類（コンクリート打設、PCM 吹き付け）、増し打ち壁の既存躯体との接合方法（アンカータイプ、接着タイプ）とした。No.1 は無補強、No.2~4 は増し打ち補強した試験体で、No.2 はコンクリート打設により、No.3、4 は PCM 吹き付けにより補強した。なお、PCM による補強効果を確認するため、既存躯体のコンクリート強度、壁筋を含む配筋、および増し打ち壁の壁厚と配筋は各試験体とも同じとした。増し打ち壁と既存躯体とは、No.2、3 では、あと施工アンカーにより、No.4 では定着筋を溶接した鋼板をエポキシ樹脂で既存躯体に接着することにより一体化した。なお、あと施工アンカーには接着系を使用し、有効埋め込み長さは7d（d：鉄筋径）とした。

No.3 の増し打ち壁の施工は、既存壁の四周に、あと施工アンカーを打設後、壁筋を組み立て、PCM を吹き付ける手順とした。No.4 では、あと施工アンカーの代わりに定着筋付き鋼板をエポキシ樹脂で既存躯体に接着した。

No.5~8 では、既存建物の補強設計で想定される最低水準の状態での既存壁の補強効果を確認するため、No.5~7 のコンクリート強度を Fc18、No.8 で Fc13.5 とし、既存壁の壁筋比は0.2%を目指し、0.22%とした。

実験パラメータは、増し打ち壁の壁厚、増し打ち壁と既存躯体との接合方法（アンカータイプ、接着タイプ）、既存壁のコンクリート強度とした。増し打ち壁で想定さ

表-1 試験体一覧

No	増し打ち補強		既存壁		増し打ち壁			
	種類	既存壁との接合	Fc (N/mm ²)	壁厚 (mm)	壁筋	壁厚 (mm)	壁筋	あと施工アンカー (定着筋) ²⁾
1	無し	-	21	50	D4@75 シングル	-	-	-
2	RC	アンカー				PCM	接着タイプ	50
3			PCM	接着タイプ	25			D4@200 シングル
4					PCM	接着タイプ	15	D4@100 シングル
5			PCM	接着タイプ			25	D4@100 シングル
6					PCM	接着タイプ	13.5	
7								
8								

1) RC:現場打ちコンクリート、PCM:ポリマーセメントモルタル吹き付け
2) ()内は鋼板に溶接した定着筋

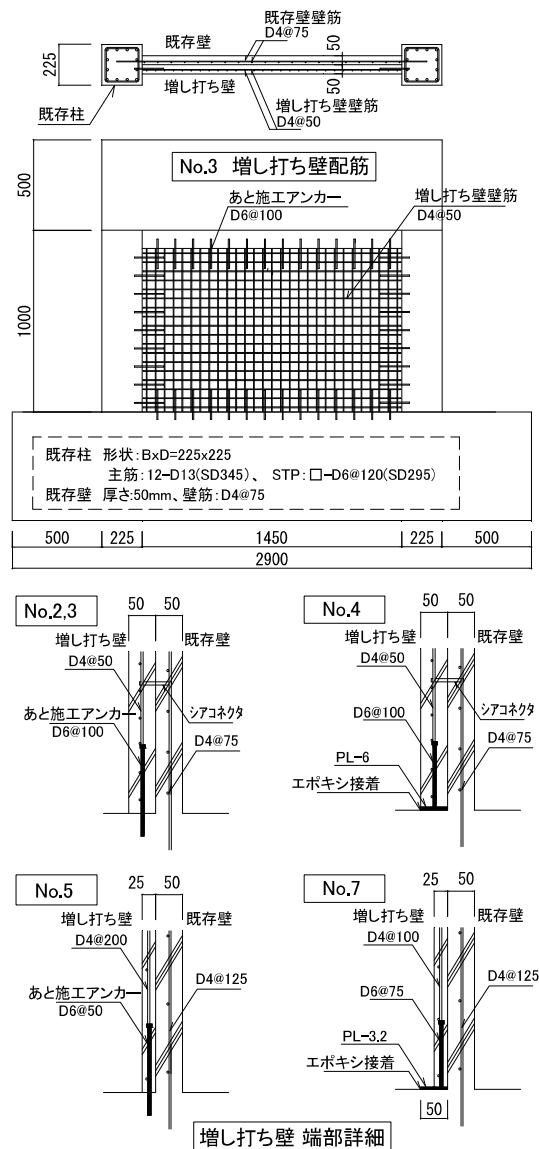


図-2 試験体形状

れるせん断破壊形式¹⁾は、既存壁と増し打ち壁が一体となって壁がせん断破壊する形式と、エポキシ樹脂による接着接合部で、せん断すべり破壊する形式に大別できる。

本実験では、それぞれの破壊形式のせん断終局耐力を確認できるように試験体を計画した。No.5、6 は、せん断すべり破壊に先行して壁のせん断破壊を生じるように、増し打ち壁厚を 25mm、15mm と既存壁の壁厚よりも小さくし、既存躯体との接合はアンカータイプ (D6@50) とした。また、接着タイプの No.7、8 は、接着接合部でせん断すべり破壊が生ずるように、No.5 よりも壁筋量を増して、増し打ち壁のせん断終局耐力を大きくした。ここで、接着タイプの接着接合部におけるせん断すべり破壊時の終局耐力は、接着面の面積に比例することから⁵⁾、壁がせん断破壊を生じない範囲でせん断すべり破壊時の終局耐力を大きくするため、接着幅は増し打ち壁厚の 2 倍とした。

増し打ち壁で補強された試験体 No.2~8 には、割裂防止筋を配筋していない。既存壁面は、グラインダーで汚れを除去する程度の表面処理とした。また、No.2~4 では、既存壁と増し打ち壁の間にシアコネクタを配筋したが、No.5~8 では、シアコネクタも配筋していない。

3.2 加力方法

加力方法を図-3 に示す。試験体両端の柱頂部に長期軸力に相当する荷重 (軸力比 0.15、一定) を加えた状態で、上部梁より水平力を加力した。加力は層間変形角 (R) で制御し、 $R = \pm 1/1000 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/500 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/250 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/166 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/100 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/67 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/50 \text{ rad}$ を 2 回づつ繰り返した後、正方向に片押しした。層間変形角は、壁脚部から加力点までの水平変形量を加力点高さで除したものとした。

4. 実験結果

4.1 荷重-層間変形角関係と破壊状況

図-4 に各試験体の荷重-層間変形角関係を、写真-1 に壁がせん断破壊した No.5、接着接合部でせん断すべり破壊した No.7 の破壊状況を示す。

a. 試験体 No. 1~4

各試験体とも約 $R = 1/2000 \text{ rad}$ で、既存壁、および増し打ち壁にせん断ひび割れが生じた。発生時期、発生箇所は既存壁、および増し打ち壁とも、ほぼ同じであった。せん断ひび割れ後も荷重は増加し、No.1 では、 $R = 1/250 \text{ rad}$ で最大となり、その後急激に荷重は低下した。No.2 は、 $R = 1/166 \text{ rad}$ 近傍で荷重は最大となり、 $R = 1/100 \text{ rad}$ へ向かう途中で既存壁と増し打ち壁のせん断ひび割れが同時に大きく広がり、急激に荷重が低下した。

No.3 は、 $R = 1/166 \text{ rad}$ で荷重は最大となったが、その時点で既存壁と増し打ち壁のせん断ひび割れ幅は No.2 ほど進展していない。その後、 $R = 1/100 \text{ rad}$ に向かう途中で、増し打ち壁の脚部に水平方向のひび割れが発生し、層間変形角の増大に伴い、増し打ち壁脚部の水平接合面のすべり、既存壁の圧縮隅角部の圧壊がみられた。しかし、

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート・PCM

試験体	部位	種類	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
No.1	既存壁・柱	コンクリート	22.6	-
No.2	既存壁・柱	コンクリート	23.5	23.5
	増し打ち壁		25.4	25.4
No.3	既存壁・柱	コンクリート	23.7	23.7
	増し打ち壁	PCM	72.3	72.3
No.4	既存壁・柱	コンクリート	24.0	24.0
	増し打ち壁	PCM	74.9	74.9
No.5	既存壁・柱	コンクリート	20.1	25.3
	増し打ち壁	PCM	42.0	24.0
No.6	既存壁・柱	コンクリート	20.2	27.8
	増し打ち壁	PCM	48.5	26.1
No.7	既存壁・柱	コンクリート	20.2	25.8
	増し打ち壁	PCM	47.1	27.5
No.8	既存壁・柱	コンクリート	12.7	23.0
	増し打ち壁	PCM	54.5	27.2

(b) 鉄筋・鋼板

鉄筋、鋼板 呼び名	種類	試験体	降伏強度	引張強度	ヤング係数
			σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E(N/mm ²)
D4	SD295A	No.1-4	373	515	17200
		No.5-8	320	493	15810
D6	SD295A	No.1-4	361	517	17260
		No.5-8	365	510	17940
D13	SD345	No.1-4	383	564	18200
		No.5-8	779	1003	18930
PL-6	SS400	No.4	333	468	19120
PL-3.2	SS400	No.7,8	379	465	19550

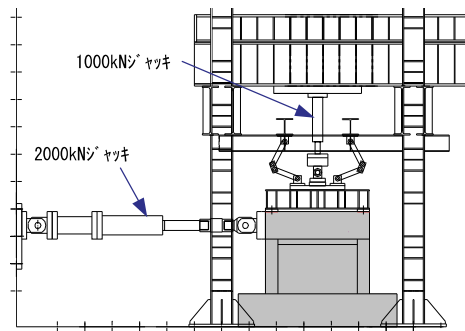


図-3 加力方法

急激な荷重の低下を示さなかった。No.4 は、接着タイプであるが、No.3 よりも最大荷重が若干小さいものの急激な荷重の低下を示さず、No.3 と同様の履歴性状を示した。No.2 の破壊形式は、増し打ち壁を含む壁のせん断破壊であった。No.3、4 では、増し打ち壁脚部を含む接合部のせん断すべり破壊であったが、既存柱の主筋が降伏ひずみに達しており、やや曲げ破壊を含むものであった。

以上のことから、PCM により補強された No.3 は、無補強の No.1 と比較して最大荷重が大きくなり、補強効果を確認した。また、No.3 の最大荷重はコンクリートを打設した No.2 より若干上昇した。

b. 試験体 No. 5~8

各試験体とも No.1~4 と同様に、約 $R = 1/2000 \text{ rad}$ で既存壁、および増し打ち壁にせん断ひび割れが生じた。発生時期、発生箇所は既存壁、および増し打ち壁とも、ほぼ同じであった。せん断ひび割れ発生後も荷重は増加し、No.5 では、 $R = 1/250 \text{ rad}$ で最大となり、その後急激に荷

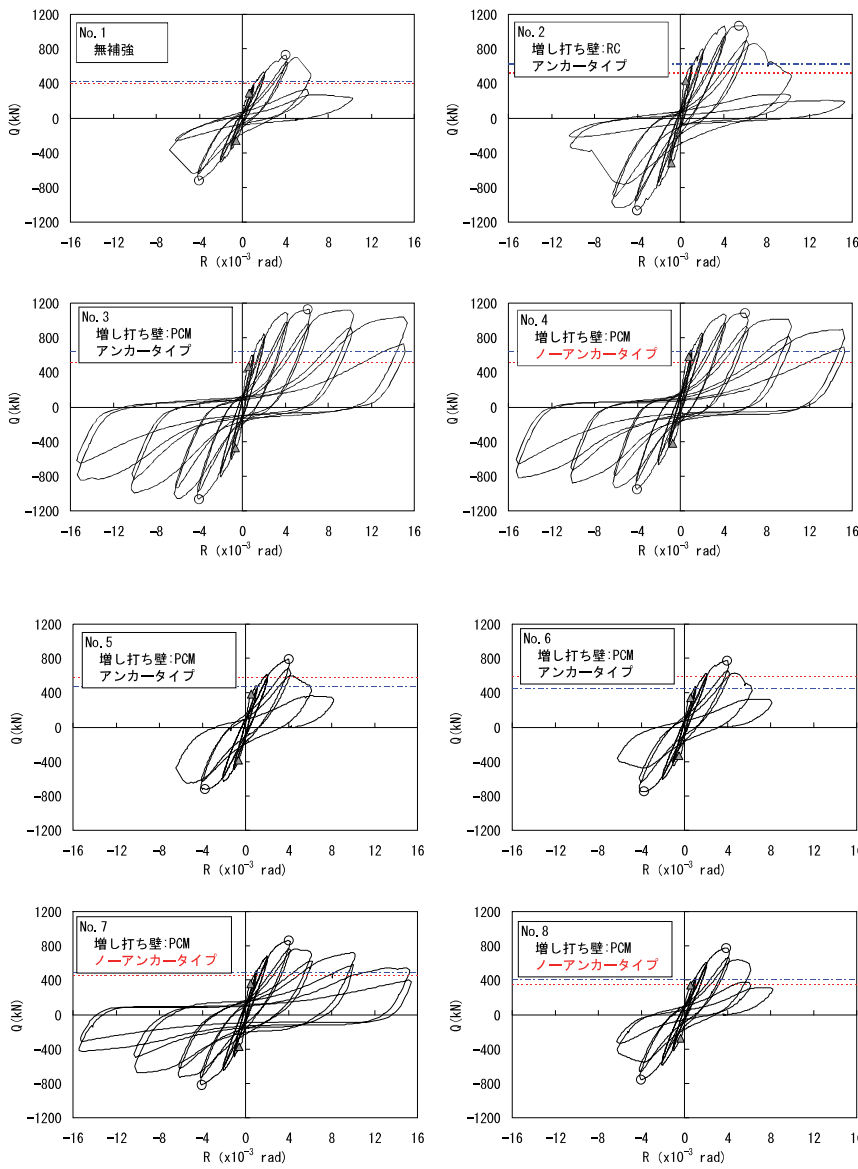
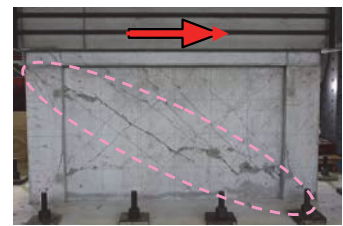
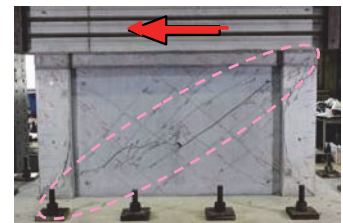


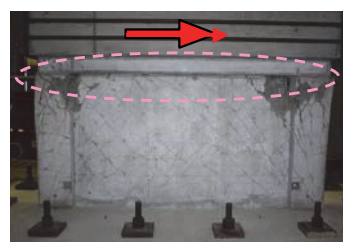
図-4 荷重-層間変形角関係



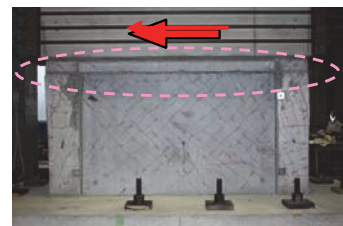
[No. 5 既存壁側]



[No. 5 増し打ち壁側]



[No. 7 既存壁側]



[No. 7 増し打ち壁側]

* 破綻位置は最終破綻位置
* 図中矢印は正方向

写真-1 破壊状況

重は低下した。破壊形式は、既存壁と増し打ち壁のせん断破壊であった。No.6は、No.5と同様であった。

接着タイプのNo.7では、 $R=1/250$ radに向かう途中で、増し打ち壁と上梁間の接着接合部における上梁のコンクリートにひび割れが発生し、 $R=1/250$ radで荷重は最大となった。その後、 $R=1/166$ radに向かう途中で接着接合部のすべりが大きくなり、徐々に荷重が低下した。さらに、すべりの進展に伴い、既存壁上部と上梁下面の水平接合部にもすべりが生じた。接着接合部におけるすべりが生じた位置は、エポキシ樹脂とコンクリートの接着面ではなく、接着面から既存コンクリート側に入った位置であった。破壊形式は、既存壁、増し打ち壁とも壁上部の接着接合部、水平接合部のせん断すべり破壊であり、No.5、6に生じた壁のせん断破壊はみられなかった。

No.8も接着タイプで、接着接合部におけるせん断すべり破壊となるように計画したものの、No.5と同様に

$R=1/250$ radで荷重が最大となり、増し打ち壁、既存壁がせん断破壊し、荷重が低下した。

4.2 既存壁と増し打ち壁のせん断変形角

図-5に、No.5、7、8の層間変形角(R)とせん断変形角(γ)の関係を示す。No.5~8には、既存壁、および増し打ち壁のせん断変形角を比較するため、同図中に示す位置に変位計を取り付け、せん断変形角を算出した。

既存壁のコンクリート強度を $Fc18$ としたNo.5、7では、層間変形角の増加に伴い、せん断変形角も増加している。また、増し打ち壁と既存壁のせん断変形角は同程度であり、既存壁の変形に応じて増し打ち壁も同程度変形していることが確認できる。この傾向は、荷重が最大となる $R=1/250$ radまで見られるため、既存壁と増し打ち壁は最大荷重まで一体に動いていると推察される。これに対し、既存壁のコンクリート強度を $Fc13.5$ としたNo.8では、層間変形角の増加に伴い、せん断変形角も

増加するものの、既存壁に対し、増し打ち壁のせん断変形角が小さい。

図一六に、最大荷重時 (R=1/250 rad) における No.5、8 の増し打ち壁の変形量と増し打ち壁の既存躯体へのめり込み量の割合を示す。増し打ち壁の変形は、図一五に示す壁に取り付けた変位計の、めり込み量は既存躯体と増し打ち壁の境界に取り付けた変位計の値である。変形量を比較すると、No.5 では増し打ち壁の変形割合の方が大きく 60%程度であるが、No.8 は 20%と小さく、逆にめり込み量が 80%と大きくなった。

全体の変形量に対し、めり込み量が大きくなると、増し打ち壁の変形量が小さくなり、その分、増し打ち壁が負担できるせん断力が小さくなる。No.8 の増し打ち壁のせん断変形角が小さくなった理由として、既存躯体のコンクリート強度が $F_c13.5$ と小さいため、増し打ち壁との強度差が大きくなり、増し打ち壁が強度の低い既存躯体側に局部的にめり込みを生じ、増し打ち壁自体の変形量が小さくなったことによると考えられる。

5. せん断終局耐力の評価

5.1 評価方法

増し打ち壁のせん断破壊形式は、既存壁と一体となりせん断破壊する形式と、既存躯体との接着接合部でせん断すべり破壊する形式に分けられる。各破壊形式のせん断終局耐力算定式を以下に示す。

a. 既存壁と増し打ち壁の一体型せん断破壊形式

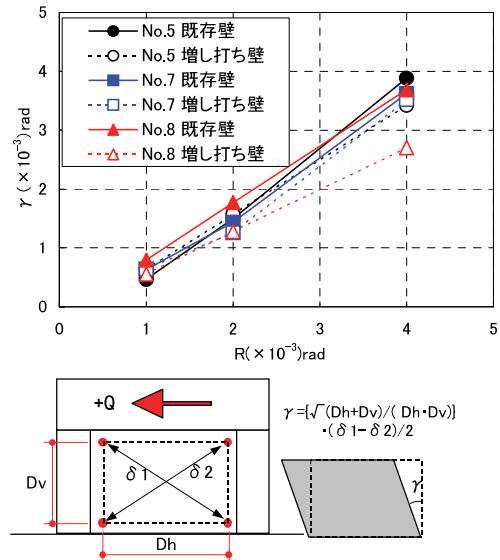
既存壁と増し打ち壁のひび割れ状況を比較すると、各試験体とも同じ位置に幅、長さとも同程度のひび割れを生じており、最終的に同じ位置のひび割れが進展し、せん断破壊に至った。さらに、最大荷重まで既存壁と増し打ち壁のせん断変形角はほぼ同じであった。このことから、増し打ち壁は既存壁と一体的に挙動すると考え、せん断終局耐力 (wQ_{su1}) は、式(1)を用い算出した。

$$wQ_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_{clA})}{M / (Q \cdot l_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{seo} \cdot \sigma_{wyo}} + 0.1 \sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (1)$$

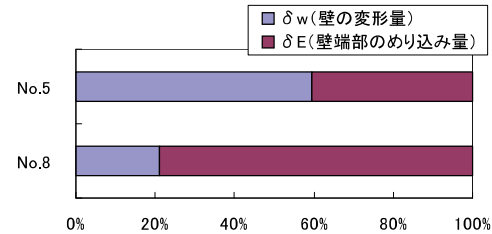
$$F_{clA} = (A_1 \cdot F_{cl1} + A_2 \cdot F_{cl2}) / (A_1 + A_2) \quad (2)$$

ただし、

- p_{te} : 等価引張鉄筋比(%)
- F_{clA} : 一体壁としてのコンクリート強度(N/mm²)
- l_w : 壁の全長(mm)、 σ_{wyo} : 等価強度(N/mm²)
- p_{seo} : 等価壁筋比、 M/Q : 反曲点高さ(mm)
- b_e : 等価壁厚(mm)、 j_e : 応力中心間距離(mm)
- p_{se} : 等価横筋比、 σ_{oe} : 等価軸方向応力度(N/mm²)
- A_1, F_{cl1} : 既存部分の壁や柱の水平断面積の和(mm²)と、既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)



図一五 層間変形角 (R) とせん断変形角 (γ) の関係



図一六 増し打ち壁と増し打ち壁端部の変形割合

A_2, F_{c2} : 増し打ち壁の水平断面積 (mm²)と、その部分の PCM の設計基準強度(N/mm²)

ここで、一体壁としてのコンクリート強度は、既存壁と増し打ち壁の断面積比による平均強度を用いることとした。ただし、4.2 節に示すように既存躯体のコンクリート強度が小さい場合、既存壁と増し打ち壁の強度差による影響を考慮するため、PCM の強度の上限を支圧強度⁵⁾とした。

b. 既存躯体と増し打ち壁の接着接合部のせん断すべり破壊形式

増し打ち壁の接着接合部ですべり破壊した試験体では、既存壁はせん断破壊せず、既存壁と既存躯体の水平接合部でスリップ破壊を生じた。これは、それぞれの壁が一体として挙動することにより、既存壁と増し打ち壁の破壊性状が一致したと考えられる。そこで、せん断すべり破壊形式のせん断終局耐力 (wQ_{su2}) は、式(3)に示すように、既存壁のスリップ破壊によるせん断終局耐力 (wQ_{su0_S}) と、増し打ち壁の接着接合部におけるせん断すべり終局耐力 (wQ_{su2_S}) との足し合わせとした。

$$wQ_{su2} = wQ_{su0_S} + wQ_{su2_S} \quad (3)$$

$$wQ_{su0_S} = \tau_{ul(ws)} \cdot t_{w1} \cdot l \quad (4)$$

$$\tau_{ul(ws)} = 2.4 \sqrt{F_{cl} + 3400} \cdot p_{slmin} \quad (5)$$

$$wQ_{su2_S} = Q_a \quad (\text{アンカータイプ}) \quad (6)$$

$$wQ_{su2_S} = 0.08 \cdot F_{cl} \cdot t_b \cdot l_{wo} \quad (\text{接着タイプ}) \quad (7)$$

ただし、

F_{cl} : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

t_{wl} : 既存壁の厚さ(mm)、 l : 既存壁の柱間距離(mm)

p_{smin} : 既存壁の壁筋比、 t_b : 接着接合部の幅(mm)

Q_j : 接着接合部のせん断耐力(N)、 l_{wo} : 接着接合部の長さ(mm)

Q_a : あと施工アンカーのせん断耐力(N)、

$\tau_{ul(vss)}$: スリップ破壊する時のせん断応力度(kg/cm²)

既存壁のスリップ破壊耐力は、式(3)に示す富井式⁶⁾で評価した。同式は、ひび割れ発生後の壁板の抵抗を、ひび割れ方向のコンクリートによる圧縮ブレースと、直交する方向の引張ブレースによると仮定し、多くの実験結果より導いた式である。また、今回の実験では、接着接合部のすべり破壊位置は、エポキシ樹脂とコンクリートの接着面ではなく、既存コンクリートに少し入った位置であった。この場合、接着接合部のせん断強度は割裂引張強度と概ね一致し、コンクリートの圧縮強度の0.08倍で安全に評価できる^{7,8)}。したがって、接着タイプの増し打ち壁の接着接合部におけるせん断すべり耐力は、式(6)とした。

5.2 実験結果との比較

試験体の実験時の最大耐力と計算値の比較を表-3に示す。無補強試験体のNo.1では、計算値に対する実験値の比(安全率)は1.81とかなり大きめに評価する結果となった。PCMで補強した試験体に着目すると、いずれの試験体も計算式は実験値を安全に評価していること、その安全率は1.66~2.15と無補強の1.81倍に対し±20%程度であり、同程度の安全率を有していること、さらに計算式により破壊性状を概ね推定できることが確認できた。No.5、6は、想定通り壁がせん断破壊し、計算値に対する実験値の比はそれぞれ1.66、1.68であった。No.3、4、7も想定通り接合部がせん断すべり破壊し、計算値に対する実験値の比は、それぞれ2.14、2.05、1.88であった。

6. まとめ

今回の実験により、以下の知見を得た。

- i. 既存壁と増し打ち壁のひび割れを比較すると、同じ位置に同程度のひび割れを生じており、また、それぞれの壁のせん断変形角は同程度であった
- ii. 増し打ち壁と既存壁の破壊形式は同じであり、増し打ち壁がせん断破壊した場合、既存壁もせん断破壊し、増し打ち壁の接着接合部ですべり破壊した場合、既存壁と上下梁との間でスリップ破壊を生じた
- iii. 壁がせん断破壊した試験体は、既存壁と増し打ち

表-3 最大耐力と計算値の比較

試験体	増し打ち壁		計算値		実験結果		実験値 / 計算値
			wQ_{su1}	wQ_{su2}	Q_{max}	破壊性状 ³⁾	
	種類 ¹⁾	一体化 ²⁾	kN	kN	kN		$Q_{max} / (wQ_{su1} + wQ_{su2})$
No.1	無し	-	430	404	730	S	
No.2	RC	A	633	527	1061	S	2.01
No.3	PCM		647	528	1128	Slip, M	2.14
No.4		NA	650	530	1086		2.05
No.5	PCM	A	475	582	789	S	1.66
No.6			459	585	771	S	1.68
No.7		NA	497	463	868	Slip	1.88
No.8			417	361	775	S	2.15

1)種類 RC:現場打ちコンクリート、PCM:ポリマーセメントモルタル
 2)一体化 A:アンカータイプ、NA:ノーアンカータイプ
 3)破壊性状 S:壁のせん断破壊、Slip:壁と上下梁のすべり破壊
 M:全体曲げ破壊

壁を一体として評価した計算式により、また、せん断すべり破壊した試験体は、壁板のスリップによる耐力式と接着接合部のすべり耐力式を足し合わせた計算式により、算定できる

- iv. PCMによる補強は、従来の現場打ちコンクリートによる補強と比較して最大荷重は大きくなり、最大荷重後の荷重低下も小さく、同等以上の性能を有している

7. あとがき

PCM 吹き付けによる増し打ち補強は、耐震補強工法として有効であることが確認できた。本工法の適用場面は今後増えていくことが予想される。積極的に実建物に適用していきたい。

【参考文献】

- 1) 日本建築防災協会、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針・同解説」、2001
- 2) 黒正清治、林 静雄他、「後打ち圧入鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験研究(第1報)、(第2報)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1976.10
- 3) 東 洋一、大久保全陵他、「RC建物の耐震補強法に関する実験研究(その1)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1975.10
- 4) 日本建築総合試験所、「GBRC性能証明 奥村組接着式耐震補強工法」、2008
- 5) 日本建築学会、「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」、1987
- 6) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」、1987.9
- 7) 宮内靖昌、東端泰夫他、「鉄骨ブレースの接着接合より耐震補強されたRC架構の力学性状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、1998
- 8) 小宮敏明、益尾 潔、「鉄骨増設ブレース補強用の接着接合部および間接接合部の終局耐力」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、2000

接続部の強化による耐震天井の開発

Development of Aseismic Ceiling by Strengthening Connecting Parts

茂木正史* 起橋孝徳* 岸本 剛* 山上 聡*

要 旨

東北地方太平洋沖地震による被害を受けて天井の耐震性能の強化が急務となっているなか、天井下地材に建築用鋼製下地材を使用して構築する一般的な吊り天井（以下：従来天井）を改良して天井の耐震補強工法を開発した。始めに加力実験、振動台実験により野縁と野縁受けを結合するクリップが耐震性能の弱点となっていることを確認し、クリップを補強する金物を考案した。次に、従来天井に、クリップの補強やブレース材の強度を増加させる対策を施し、従来の耐震天井の目標レベルである天井面加速度 1.0G の振動を受けても損傷せず、水平変位が 5cm 以内に収まることを確認した。さらに、ブレース両端の取り付け部分の弱点などを補強することにより、国交省基準案で提案されている天井面加速度 2.2G で損傷せず、水平変位が 5cm 以内に収まることを確認した。

キーワード：耐震天井、振動台実験、天井面加速度、クリップ、ブレース

1. まえがき

天井を構成する材料は非構造部材に属し、その耐震性能の確保については、厳密に法制化されず、地震被害の発生を受けて、その都度、国や学協会から対策や指針が提案されるに留まっていた。例えば、平成 15 年に発生した十勝沖地震では、空港ターミナルビル等の天井が被害を受け、国土交通省から技術的助言「大規模空間を持つ建築物の天井の崩壊対策について」¹⁾が、また、平成 17 年に発生した宮城県沖地震では体育館の天井が被害を受け、技術的助言「地震時の天井の崩壊対策の徹底について」²⁾が発行された。技術的“助言”というゆえに法的強制力が無いことが天井の耐震化が十分に進まなかった原因と考えられる。

このような状況のなか、平成 23 年に発生した東北地方太平洋沖地震においては、天井の被害が大規模かつ広範囲で生じ、天井が床面まで落下する被害も多数発生した³⁾。これを受け、国土交通省は天井の脱落による被害の防止を目的に天井落下対策に係る技術基準原案⁴⁾を作成し、平成 26 年の法制化を目指している。この原案では、適用条件が限定されるものの、非構造部材である天井の耐震仕様や設計法が法制化されること、耐震天井用の設計用地震力が天井面加速度で 1.0G 程度であったものが、最大 2.2G まで引き上げられることが注目される。今後、非構造部材についても、構造部材と同様に所定の地震動レベルに対して耐震性能を確保することが求められる。

以上の背景から、技術的基準案の要求性能を満たす天

井の耐震補強工法の開発に取り組んだ。既存の補強工法には、ブレースを取り付ける部材を天井面に新たに設置して、ボルトや野縁受けを介さずに天井に生じる地震力を直接ブレースに負担させる⁵⁾などの工夫がある。今回、開発した工法の基本方針は従来工法を可能な限り活用し、一部の部品の追加や部材の性能アップ、取り付け方法の改良等によって、必要な耐震性能を確保することである。本報では、従来天井に加えた改良の概要と、各改良による天井の耐震性能の向上について報告する。

2. 耐震補強の方針とクリップ補強金物

2.1 目標性能と耐震補強の方針

目標クラスと目標性能を次のように設定した。

- A クラス：天井面加速加速度 2.2G に対して
- ・ 損傷（部材の脱落、変形）なし
 - ・ 変位は 5cm 以内
- B クラス：天井面加速加速度 1.0G に対して
- ・ 損傷（部材の脱落、変形）なし
 - ・ 変位は 5cm 以内

耐震補強の方針を以下に示す。

- i. 経済性を重視し、従来天井を活かした、改良を行う。従来天井とは天井下地材に建築用鋼製下地材（JIS A 6517）を使用し、野縁等は 19 型を採用して構築した⁶⁾吊り天井である
- ii. 天井板に作用する地震力をすべてブレースで受ける構造とする。そのためにブレース材の耐力、ブレース両端の接続部分の強度を確保する。ブレース

* 技術研究所

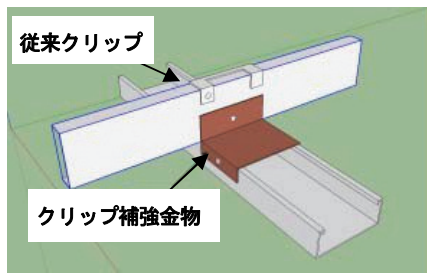


図-1 クリップ補強金物

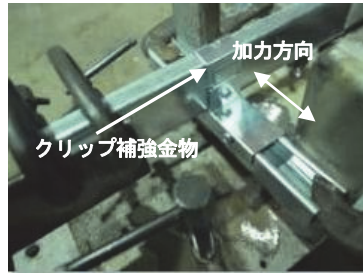
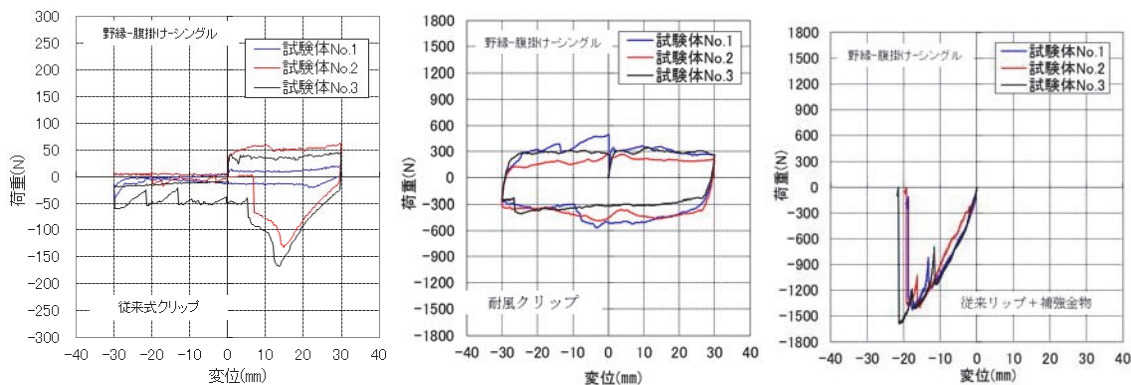
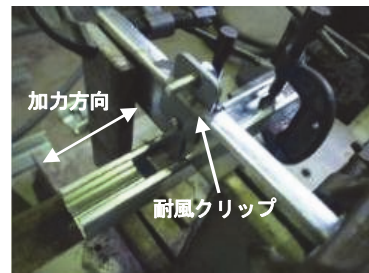


写真-1 試験状況 (野縁方向加力)



従来天井クリップ

耐風クリップ

従来天井クリップ+補強金物

図-2 クリップの静的加力試験結果 (野縁方向加力)

ス下部の接続部分では次節で述べるクリップ補強金物を使用する

- iii. 地震力を受けた際の天井の変位を抑えるために、地震力の大部分を負担するブレースの剛性と、ブレースに地震力を伝える各部の剛性を高める

2.2 クリップ補強金物

天井板が受ける地震力は、天井ボード、野縁、クリップ、野縁受け、繋ぎ材(野縁方向)を経てブレースに伝わるが、後述するようにクリップが天井脱落の原因となることが分かった。そこで、ブレース1組に対して6ヶ所のクリップが地震力を伝達する構造を計画し、対象となるクリップを補強することとした。図-1に従来天井クリップを補強するクリップ補強金物を示す。クリップ部の目標性能は最大荷重が720Nで、最大荷重時の変位を1cm以下とした。単位面積重量が20kg/m²の天井板20m²に2.2Gの天井面加速度が発生し、その慣性力を2組のブレースで受ける。さらに1組のブレースに対して6個のクリップを配置した場合に、クリップ1個が受ける荷重は720Nとなり、この値を目標値とした。また、最大荷重時のクリップの許容変位1cmは天井全体の許容水平変位の目標である5cm以内に収まる値として設定した。

クリップ強度と変形性能を調べるために、“従来天井クリップ”、“耐風クリップ”(軒天井用でビス止め式)および“従来天井でクリップ+クリップ補強金物”について静的加力試験を行った。写真-1に静的加力試験の

状況を、図-2に野縁受けを固定した状態で野縁方向に加力した際の各試験体の変位と荷重の関係を示す。“従来天井クリップ”の最大荷重は150N程度であるが、40Nで滑りが生じた。“耐風クリップ”は野縁受け方向の加力ではビスにより滑りを止めているが、ビスが無い野縁方向は約300Nで滑りが生じた。“従来天井クリップ+補強金物”は、野縁受け方向、野縁方向共ビス止めのため滑りが発生していない。野縁方向では耐力が1300N程度であり、10mm変形時の荷重は約1000Nであった。以上より、“従来天井クリップ+補強金物”が目標最大荷重720Nを満足し、その変位も7mm程度で、目標の1cm以内に収まる。

3. 振動台実験概要

3.1 試験体

試験体の概要を図-3に、試験体全景を写真-2に示す。試験体は従来天井を基本としており、ケースごとに補強して製作した。本節ではすべての補強ケースに共通する内容について記す。

振動台の上に設置した鉄骨フレームの梁より900mm間隔に配置したφ9mm、長さ1500mm(水平材不要の最大値)の吊りボルト試験体を懸架した。天井の試験体寸法は4500mm×4500mmであり、天井下地材料には建築用鋼製下地材の19型を使用し、野縁材はシングル野縁(19×25×0.5)およびダブル野縁(19×50×0.5)を

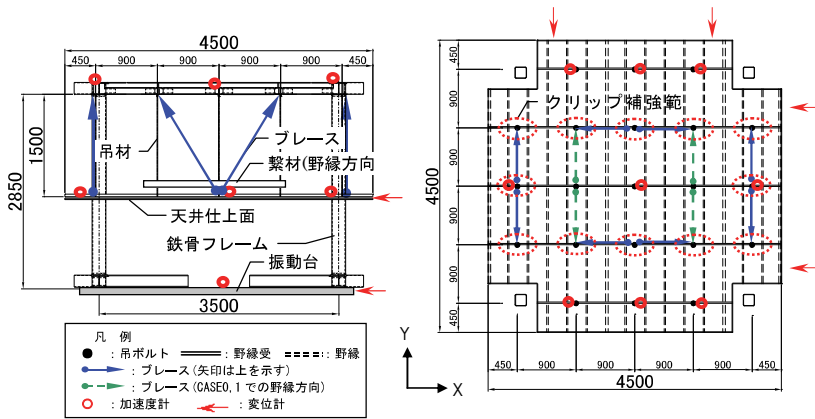


図-3 試験体概要



写真-2 試験体全景

300mm 間隔で配置した。野縁受けは鋼材 ([-38×12×1.2]) とし、野縁と直交して 900mm 間隔で配置し、野縁と野縁受けの結合には現場で折り曲げて留める方式のクリップ (厚さ 0.6mm) を使用した。ブレースは野縁方向と野縁受け方向にそれぞれ 2 組配置した。

3.2 補強ケース

補強ケースを表-1 に示す。天井重量は従来天井の CASE0 では 15kg/m² で、CASE1 以降の補強を加えたケースでは想定される最大重量の 25kg/m² であった。

CASE1~CASE3 では野縁と野縁受けを結合するクリップに補強金物 (写真-3) を追加した。その取り付け範囲を図-3 に示す。また、野縁受けと吊りボルトを繋ぐハンガーは軒天で採用されるビス止め式の耐風ハンガーとした。これは従来天井に採用したハンガーよりも胴部が短く、板厚が厚く、野縁受けへの固定度も高い。さらに、野縁受けの軸まわりの回転を抑制して下地のがたを防止する役目も果たす。また、ブレースのサイズを大きくした。

CASE2、CASE3 ではブレースの上部接続部を改良した。CASE0、CASE1 では、写真-4 に示すように X 方向のブレースを吊りボルト上部に掛け、その下に重ねて Y 方向のブレースを掛けている。そのため、吊りボルトに曲げを発生させるうでの長さが Y 方向では長くなり、ブレースからの軸力の作用により吊りボルトに曲げが生じやすい。そこで、CASE2、CASE3 では X 方向と Y 方向のブレースの同一の吊りボルトへの接続を避けた。また、写真-5 に示すようにブレース接続金物を使用して、ブレース上端をスラブに接触させる構造として、ブレースの軸力の伝達によって吊りボルトに生ずる曲げ変形を抑制した。

CASE3 ではさらに、野縁方向のブレースに野縁受けからの地震力を伝達する繫材 (図-3、写真-8) のサイズを大きくした。

3.3 計測項目と計測方法

鉄骨フレーム、天井面および振動台の加速度、ならびに天井面、振動台の変位を測定した。加速度計と変位計

の位置を図-3 の試験体概要に示す。

図-3 に示すように野縁受方向を X 方向、野縁方向を Y 方向とした。加速度計は鉄骨フレームの梁の天端に 7 か所、天井面では吊りボルト近傍の野縁受けに 9 ケ所、および振動台 (振動台内蔵) 1 ケ所、計 17 ケ所で、それぞれ X、Y、Z の 3 方向が測定できるように設置した。変位は天井面 (レーザー式変位計) と振動台 (振動台内蔵) の水平変位を X、Y の各方向 2 ケ所ずつ個別に計測し、天井の応答変位を算出した。

3.4 加振方法

加振には定格荷重 20t、最大加速度 3.0G、平面寸法 4m×4m の 3 次元 6 自由度振動台を用いた。加振波は補強方法の違いや加振中の天井の損傷による天井の応答特性 (固有振動数) の変化を適切に評価できるようにランダム波 (1~12Hz、位相ランダム) を採用し、継続時間を 60 秒とした。各試験ケースで X 方向、Y 方向交互にその入力加速度レベルを 50gal から 100gal、200gal と段階的に上げた。なお、各試験ケースのランダム波加振に先立ってパルス波加振を行い、試験体の固有振動数が作成したランダム波の周波数帯に含まれていることを確認した。また、従来天井 (CASE0) と改良天井 (CASE3) の加振では実地震波 (2004 年新潟県中越地震小千谷市 (震度 6) で観測) で 3 次元方向の耐震性能も調べた。

4. 実験結果と考察

4.1 パルス波加振結果と補強の効果

表-2 にパルス波加振 (100gal) により求めた各ケースの固有振動数とホワイトノイズ加振から求めた鉄骨フレームの固有振動数を示す。鉄骨フレームは固有振動数が天井と重ならないように計画したが、その固有振動数は 15Hz と設計どおりで、最少でも天井の固有振動数 10.3Hz の 5 割増しである。すべてのケースにおいて X 方向の固有振動数が Y 方向よりも大きい。これは、X 方向のブレース下部が直接、野縁受けの強軸方向 (野縁

表-1 補強ケース

ケース	タイプ	天井質量 kg/m ²	ハンガー	クリップ補強	ブレース材					
					材料	上部接続部	下部接続部 (野縁受方向)	下部接続部 (野縁方向)	繫材 (野縁方向)	
CASE0	従来	15	ビス無し	無し	[-38x12x1.2	従来 (写真-4)	共通 (写真-6)	(写真-7)	[-38x12x1.2	
CASE1	補強1	25	ビス付き	補強金具 (写真-3)	[-45x30x1.4	改良 (写真-5)		改良 (写真-8)		[-45x30x1.4
CASE2	補強2									
CASE3	補強3									



写真-3 クリップ補強金物



写真-4 ブレース上部 (従来)



写真-5 ブレース上部 (改良)



写真-6 ブレース下部
(野縁受け方向: 共通)



写真-7 ブレース下部 (繫材)
(野縁方向: 従来)



写真-8 ブレース下部 (繫材)
(野縁方向: 改良)

受けに平行に力が伝達)に接合されているのに対して、Y方向では、ブレースが繫材を介して野縁受けの弱軸方向(野縁受けの直角方向に力が伝達)に接続されている(写真-7、写真-8)ことが原因である。また、上述したようにX方向よりもY方向の剛性が小さい状況を改善するように補強を行ったのでX方向よりもY方向の方が補強後の固有振動数の増加割合が大きく補強効果が大きい。補強1によってY方向の剛性(固有振動数)が増加した要因は野縁方向のブレース下部の接続方法を写真-7から写真-8のように改良した効果である。補強2によってY方向の剛性が増加した原因はブレースの上部接続方法を写真-4から写真-5のように改良

表-2 鉄骨フレームと試験体の初期固有振動数

ケース	タイプ	固有振動数: Hz		
		加振方向		
		X(野縁受け)	Y(野縁)	Z(鉛直)
CASE0	従来	8.0	3.0	12.0
CASE1	補強1	10.1	5.0	13.0
CASE2	補強2	10.3	7.7	13.0
CASE3	補強3	10.3	7.8	18.0
鉄骨フレーム		15.0	15.0	23.0

した効果である。

4.2 ランダム波加振結果

a. 補強された天井の耐震性能と損傷状況

天井の耐震性能は当該天井が損傷しない天井面の最大加速度(慣性力)とそのときの応答変位で評価される⁴⁾。表-3に損傷直前および損傷が発生した加振の応答加速度と応答変位をまとめた。ここで応答加速度と応答変位は各計測点の最大値の平均である。CASE1はBクラスの目標である天井面加速度の最大値1.0Gで損傷しない性能を達成しており、CASE3はAクラスの目標である天井面加速度の最大値2.2Gで損傷しない性能を達成している。各補強ケースにおける損傷状況を以下に示す。

CASE0は、X方向940cm/s²、Y方向830cm/s²の応答加速度までは損傷しなかったが、X方向は600cm/s²入力時に応答加速度1040cm/s²、応答変位11.5cmでクリップが外れ、ブレースが座屈した。Y方向は600cm/s²入力時に応答加速度1090cm/s²、応答変位13.5cmでクリップが外れた。この試験では図-1に示した爪型クリップが脱落したことから、従来天井の耐力はクリップの強度で決まることを確認した。

表一三 損傷直前および損傷時の応答加速度と応答変位

ケース	タイプ	加振方向	未損傷最大 応答加速度 (cm/s^2)	未損傷最大 応答変位 (cm)	損傷時 応答加速度 (cm/s^2)	損傷時 応答変位 (cm)
CASE0	従来	X方向	940(400)	7.6(400)	1040(600)	11.5(600)
		Y方向	830(400)	9.1(400)	1090(600)	13.5(600)
CASE1	補強1	X方向	1610(600)	4.0(600)	—	—
		Y方向	1180(400)	3.6(400)	1460(600)	9.4(600)
CASE2	補強2	X方向	2120(600)	2.7(600)	2820(1000)	17.0(1000)
		Y方向	1990(600)	3.8(600)	—	—
CASE3	補強3	X方向	2490(600)	1.3(600)	—	—
		Y方向	2630(1000)	4.1(1000)	—	—

()内は入力加速度 (cm/s^2)

CASE1 ではクリップ補強金具 (図一1、写真一3) とブレース断面を大きくした効果により少なくとも 1180 cm/s^2 の応答加速度まで損傷しないことを確認したが、Y 方向、 600 cm/s^2 の入力時に、応答加速度 1460 cm/s^2 、応答変位 9.4 cm でブレース上端側の吊りボルトが破断した。これは X 方向と Y 方向のブレース上端が同じ吊りボルトに取り付けられ (写真一4)、さらにクリップ補強金具によりブレース下側の弱点が補強され、水平剛性が増加したため、天井の応答加速度が大きくなり、より大きな荷重が吊元に集中したことによるものと考えられる。

CASE2 は両方向のブレース材の上端が同じ吊りボルトに接続しないように Y 方向のブレースの位置を変更した結果、 1990 cm/s^2 の応答加速度まで損傷しなかったが、X 方向、 1000 cm/s^2 の入力時に応答加速度 2820 cm/s^2

でブレース材と金物を止めるビスが抜け、ブレースが外れた。また、野縁受けからブレースに力を伝達する繋ぎ材に撓みが生じた。

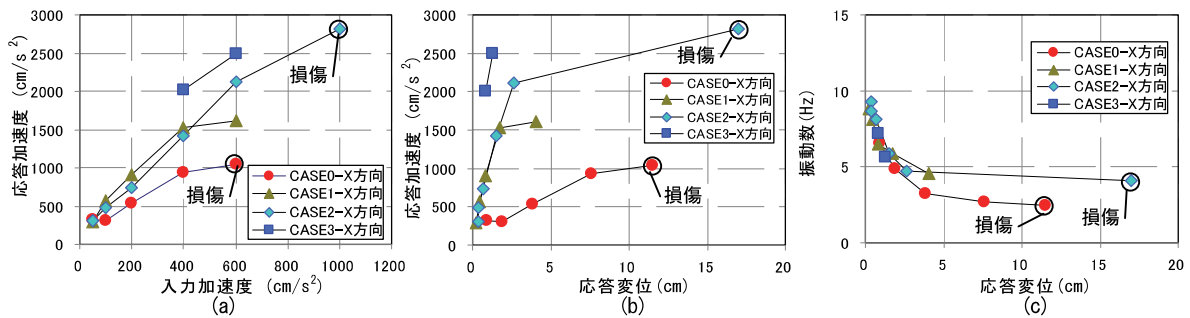
CASE3 では、ブレース取り付け部のビス本数を4本に倍増し、Y 方向のブレース下端が取り付く繋材 (写真一8) の断面サイズを大きくした。その結果、X 方向は入力加速度 600 cm/s^2 で応答加速度 2490 cm/s^2 、応答変位 1.3 cm 、Y 方向は入力加速度 1000 cm/s^2 で応答加速度 2630 cm/s^2 、応答変位 4.1 cm の加振が損傷なく実施できた。

b. 補強された天井の応答特性

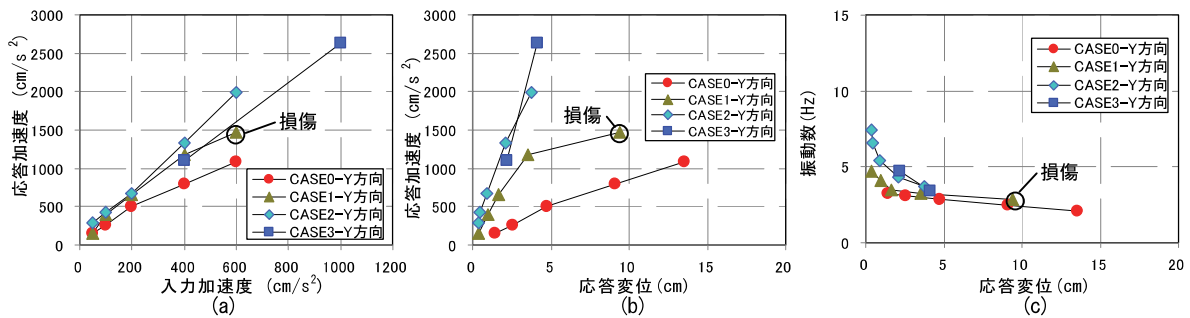
X、Y 方向加振における入力加速度と応答加速度、応答変位と応答加速度、応答変位と振動数の関係を図一4 (a)、(b)、(c)、および図一5 (a)、(b)、(c) に示す。

図一4 (a)および図一5 (a)より、未損傷試験体の加速度応答倍率 (入力加速度に対する応答加速度の比) は、X 方向の CASE0 で、約 2.5 が、CASE1、CASE 2 では約 4.0 に、Y 方向の CASE0 で、約 1.3 が、CASE1、CASE 2 では約 2.5 となっており、CASE1 と CASE2 の差は小さい。両方向とも CASE0 (従来) から CASE1 (改良) への補強による加速度応答倍率の増加が他のケース間よりも大きく、最初の補強が振動系を最も大きく変化させたことが分かる。

加速度から慣性力が求まるので、応答変位と応答加速度の関係から変位と荷重の読み取ることができる。図一4 (b)、図一5 (b)より、CASE0 から CASE1 への



図一4 X 方向 (野縁受け方向) 応答結果



図一5 Y 方向 (野縁方向) 応答結果

補強によって他のケース間よりも剛性が大きく増加したことを確認できる。また、同図において X 方向と Y 方向のこう配（剛性）を比較すると、X 方向では CASE1 と CASE2 の剛性はほぼ等しいが、Y 方向では CASE2 が CASE1 より大きくなって、加速度応答倍率と同じ傾向を示している。これはパルス波加振結果で述べた X 方向と Y 方向のブレースと野縁受けの接続状態や野縁受けの方向の違いによると考えられ、Y 方向が段階的に補強の影響が現れている。CASE3 は X 方向において剛性がさらに大きくなっている。

図-4 (b)、図-5 (b) より、損傷前の各ケースで、X 方向と Y 方向の最大応答加速度の小さい方の値を耐力とすると、CASE1、CASE2、CASE3 の順に耐力が上がり、同じ応答加速度に対する変位は小さくなっている。CASE1 が耐震天井 B クラスを CASE3 が耐震天井 A クラスの性能を実現している。

図-4 (c)、図-5 (c) より、応答変位が大きくなる程、固有振動数が小さくなり、水平剛性の低下が推測される。これは、天井が複数の部材で構成されており、変位が大きくなるほど接合部など緩みが発生しやすくなるためと考えられる。

4.3 地震波加振結果

CASE0（従来天井）と CASE3（耐震天井 A クラス）の地震波加振結果を表-4 に示す。CASE0 では Y 方向のブレースが座屈し、周囲を除くクリップが脱落し、野縁が撓んだが、CASE3 は健全であった。基準案⁴⁾では鉛直方向の振動に対する性能は求めているが、CASE3 が 1830cm/s² の鉛直応答加速度でも損傷しないことが確かめられた。

表-4 地震波加振結果

	応答加速度 cm/s ²	
	CASE0 従来式	CASE3 補強3
X方向	860	1880
Y方向	930	2580
Z方向	1050	1830
加振結果	・ブレース座屈 ・クリップ脱落 ・野縁撓み	・損傷なし

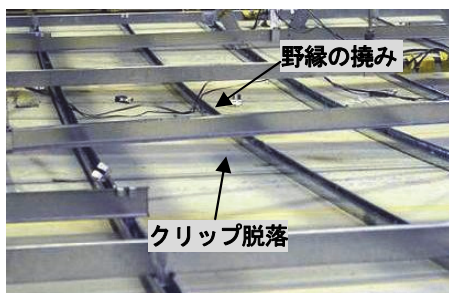


写真-9 地震波加振による損傷 (CASE0)

4. まとめ

従来型の軽量鉄骨下地の天井に補強を加えることによって天井面加速度 2.2G でも健全な耐震天井 A クラス、1.0G でも健全な耐震天井 B クラスの耐震天井を開発し、その性能を振動台実験により確認した。

以下に開発過程で明らかになった項目を示す。

- i. 天井に加わる地震力をブレースで受ける方式では、ブレース上下の接続部の強度確保が重要であり、クリップ補強金物やブレース上部接続金物が強度確保に有効であることを確認した
- ii. 従来天井において、野縁受けとブレースの接続の状況の違いより、野縁方向の剛性が野縁方向よりも低い（変位が大きくなる）という課題を、野縁受け方向のブレースと野縁受けの接続法方法を工夫することで改善できた
- iii. 水平剛性が応答変位に依存し、応答変位が大きくなるほど低下する傾向が確認された

5. あとがき

現在国土交通省で検討されている耐震天井には天井高さや天井面積に適用の条件があるが、この条件を満たさない天井にも、同程度の性能を求める動きがある。状況に応じて、今回開発した A クラスと B の天井仕様を使い分けて、安全な天井の実現に貢献したい。

【参考文献】

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課長、「大規模空間を持つ建築物の天井の崩壊対策について（技術的助言）」、平成 15 年 10 月
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課長、「地震時における天井の崩落対策の徹底について（技術的助言）」、平成 17 年 8 月
- 3) 一般社団法人建築性能基準推進協会、「平成 23 年度建築基準整備促進事業 地震被害を踏まえた非構造部材の基準の整備に資する検討中間報告書」、平成 23 年 7 月
- 4) 国土交通省住宅局建築指導課長、「天井落下対策に係る技術基準原案」、平成 24 年 7 月
- 5) 欄木龍大他、「耐震性に優れた大規模天井工法の開発」、大成建設技術センター報 第 44 号、2011
- 6) 例えば、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（建築工事編）」、社団法人公共建築協会、平成 19 年

工場の給排気口における騒音対策方法の検討

一 消音装置の設計法の提案一

Examination of Noise Control Method in Supply or Exhaust Opening of a Factory

- Design of Silencer -

金澤朗蘭*

要 旨

工場では、工場内から屋外へ伝搬する騒音を低減するため、給排気口に騒音対策が求められる。給排気量を確保した騒音対策には、一般的には消音ルーバーや消音チャンバといった消音装置を採用することが多い。これらの消音装置では、専門メーカーが既製品を組み合わせて必要性能を確保するケースが多いため、騒音低減量の目標値によっては設計できない場合がある。また、騒音低減量の目標値によっては消音装置の設置スペースが足りない場合もある。

これらの消音装置は給排気口に設けられるため、必要な給排気量を確保するためには騒音の低減量だけでなく圧力損失についても十分に考慮する必要がある。

そこで、目標とする騒音低減量と圧力損失の許容値を満足する消音装置を、既製品を使わずに設計できる方法を提案した。

キーワード：工場騒音、消音装置、消音チャンバ、圧力損失

1. まえがき

敷地境界における騒音レベルが基準値を超えないようにするため、工場では施設内の各所に騒音対策が施されている。中でも給排気口は給排気量の確保が必要であり、騒音対策として単純に塞ぐことができないため、消音ルーバー、消音チャンバなどの消音装置を専門メーカーに発注し、適用するケースが多い。

消音装置の専門メーカーでは、既製の消音装置を組み合わせて、騒音低減性能の目標値を満足する消音装置を設計・製作する。しかし、工場によっては給排気口の周辺に消音装置を設けるスペースが不足しているなど、既製の消音装置を配置できない場合がある。また既製品の組み合わせでは目標値が満足できない場合もある。

工場の給排気口に設けられる、専門メーカーの消音装置の例¹⁾を図-1に示す。専門メーカーの消音装置には、ルーバー状に吸音材を配置して騒音を低減する防音ルーバーや、箱状の装置の内部に吸音材が貼られた消音チャンバ、給排気口に覆いかぶさるようなフード形状の装置に吸音材を内貼りした防音フードなどがある。これらの消音装置では、基本的に内部に貼られた吸音材の吸音率と表面積で性能が決まる。

既製品を使わない場合、騒音の低減性能の目標値や必

要スペース等に応じた消音装置の設計が必要になる。消音装置は給排気口に設けられるため、必要な給排気量を確保するためには、騒音の低減量だけでなく圧力損失についても十分な考慮が必要である。しかし、従来の設計方法では、騒音の低減量と圧力損失を個別に検討するため、最適な消音装置を設計するのが難しい。

消音装置による騒音の低減性能は、消音装置の内部に貼られた吸音材の吸音性能だけでなく、消音装置内部における騒音の伝搬経路にも影響される。したがって、図-2に示すように、消音装置の内部における騒音の伝搬を抑制することでも、騒音が低減できると考えられる。一方、消音装置内部の騒音の伝搬を遮ることは、圧力損失を増大させることになるため、圧力損失に関する検討も必要になる。

消音装置である消音チャンバは、効果を得るための形状の制約が少なく、工夫次第で大きな騒音低減性能を得ることができる。そこで、消音チャンバの内部に騒音の伝搬を抑制する遮蔽物を設け、高さや位置等による、消音装置の騒音低減性能と圧力損失の変化を実験的に確認した。さらにこの結果から、目標とする騒音低減量と圧力損失の許容値を満足する消音装置の設計方法を提案した。

以下、概要を述べる。

*技術研究所

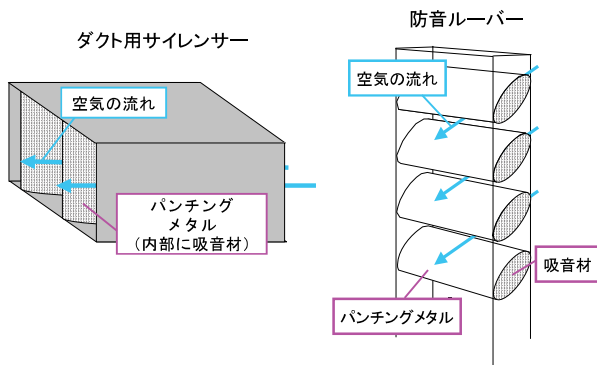


図-1 専門メーカーの消音装置例¹⁾

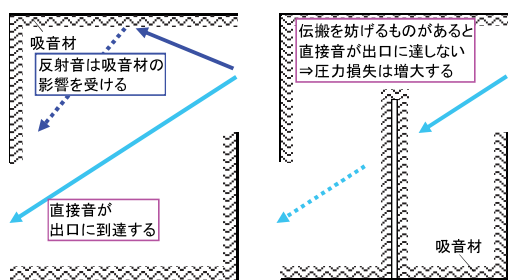


図-2 騒音の伝搬の考え方

2. 消音装置のメカニズム

2.1 消音装置の種類と適用場面

工場の給排気には大きく分けて、壁面または天井面全体を利用して給排気を行う場合と、壁面の一部に給排気口を設ける場合がある。

壁面または天井面全体を利用した給排気では、清掃工場の蒸気覆水器置き場への給排気がある。ここで採用される消音装置は、消音ルーバーやセル型消音器など、空気が流れる方向と平行に吸音面を配置し、吸音面積の大きさによって、必要な騒音低減量を確保する。消音ルーバーの概要を図-3に示す。

壁面の一部に給排気口を設けるケースには、工場の空調設備や換気口などがある。空調設備の場合には送風機を使用し、送風にダクトを利用することが多い。換気口では、施設内の必要換気量を満たすために壁面の一部にガラリを設け、送風機などを利用して給排気を行う。

壁面に設けた給排気口の騒音対策には、防音フードや消音チャンバを設ける。これらの消音装置の性能は、内貼りした吸音材の吸音率とその面積のほか、消音装置の形状が大きく関係する。

2.2 消音チャンバによる騒音低減方法

消音チャンバの基本形状を図-4に示す。消音チャンバの騒音低減性能の計算式は、次式²⁾となる。

$$R = 10 \log_{10} \frac{1}{S \left[\frac{\cos \theta}{2\pi d^2} + \frac{1-\alpha}{A} \right]} \quad (1)$$

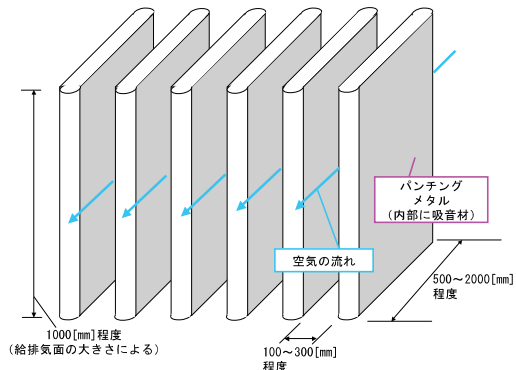


図-3 消音ルーバーの概要

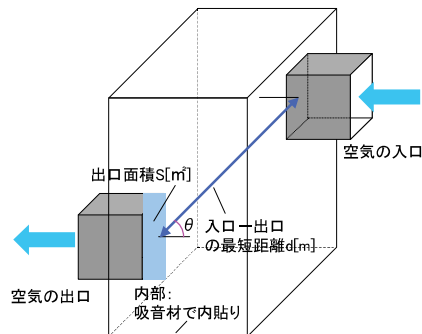


図-4 消音チャンバの基本形状

ここで、

R : 消音チャンバの騒音低減性能 [dB]

S : 空気の出口面積 [m²]

d : 空気の入口と出口との最短距離 [m]

θ : 空気の出口面の法線と d のなす角

α : 消音チャンバに内貼りした吸音材の吸音率

A : 消音チャンバ内の全吸音力 [m²]

$$A = \text{消音チャンバ内表面積} \times \alpha$$

式(1)の分母の第一項は、消音チャンバの入口から入力した騒音が出口へ直接伝搬する成分(直接音)を、第二項は消音チャンバ内で拡散した騒音(拡散音)のうち、消音チャンバの出口から外部へ出て行く成分を示している。式(1)より、消音チャンバ内に直接音の伝搬を遮るための板(以下、遮蔽板と称す)を設ける(第一項を小さくする)ことで直接音を、さらに、消音チャンバ内部および遮蔽板に吸音材を貼ることで、拡散音を低減できると考えられる。

消音チャンバ内に遮蔽板を設けると、騒音および空気の伝搬経路が変化し、騒音低減性能や圧力損失に影響を与える。そこで、消音チャンバの内部に遮蔽板を設けた場合の騒音低減性能および圧力損失を検討するため、実験およびシミュレーションを行った。

3. 遮蔽板による騒音低減性能

3.1 消音装置の仕様

検討を行った消音チャンバ(以下、消音装置と称す)

の仕様を図-5に示す。消音装置の大きさによって、遮蔽面積比が同じでも遮蔽板に貼る吸音材の面積が変わり、遮蔽板による騒音低減量の効果に影響する可能性があるため、容積の大きさが異なる2種類の消音装置A、Bを製作した。消音装置の内部に遮蔽板がない場合には、一方の開口からもう一方の開口まで見通すことができる形状とした。なお、風量の違いによる圧力損失を検討するため、消音装置に異なる面積をもつ2つの開口部を設けた。消音装置は吸音材で内貼りされており、内部の吸音力も含めて性能が決定される。

3.2 実験に使用した消音装置の概要

消音装置の内部には、密度 32kg/m³、厚さ 25mm のグラスウール（ガラスクロス貼り）を貼った。遮蔽板の高さは、消音装置の一方の開口から他方の開口まで見通すことができない面積の割合（遮蔽面積比）により決めた。また、消音装置の各開口部と遮蔽板との距離の影響を確認するため、遮蔽板の設置位置が異なる場合についても検討を行った。なお、遮蔽板にも消音装置に内貼りしたものと同じグラスウールを貼り付けた。実験ケースを表-1に示す。音源の位置は、実際に消音装置が設置される状況を考慮し、残響室側の場合（屋内を想定：開口部A2側）と無響室側の場合（屋外を想定：開口部A1側）の2通りとした。また、遮蔽版の位置の違いによる圧力損失の変化や騒音低減量の変化を検討する。遮蔽面積比は、直接音の伝搬を抑制しない0%から、消音装置の一方の開口部から他方を見通すことができない100%まで変化させ、このときの騒音低減量を確認した。実験概要を図-6に、実験状況を写真-1に示す。

3.3 騒音の低減性能に関する実験結果

図-5に示す2つの消音装置の試験体を製作し、遮蔽板を設けた場合の実験から消音装置の騒音低減性能を確認した。各実験ケースの結果を図-7～図-10に示す。

音源を残響室に配置した場合の測定結果を図-7、図-8に示す。これらより、遮蔽面積比が大きくなるにつれて、消音装置の騒音低減性能が向上した。特に遮蔽面積比が50%以上の場合に、騒音低減量はおよそ5dB以上となり、消音装置の性能が向上した。また、遮蔽板の位置が音源側の開口部から遠くなる（設置位置Ⅲ→Ⅰ）ほど、騒音低減量が大きくなった。

音源を無響室に配置した場合の測定結果を図-9、図-10に示す。図-7、図-8との比較より、音源を残響室に配置した場合と比較して、測定結果の傾向に大きな差はみられなかった。しかし、遮蔽面積比が50%以上となる場合、残響室に音源を配置した場合と比較して、遮蔽板による騒音低減量は小さくなる傾向がみられた。

図-11、図-12に、消音装置A、Bについて、音源を残響室に配置した場合の騒音低減量の周波数特性を示す。なお、遮蔽板を位置Ⅱに配置した場合である。騒音低減性能が大きくなるのは、おおむね500Hz以上の周

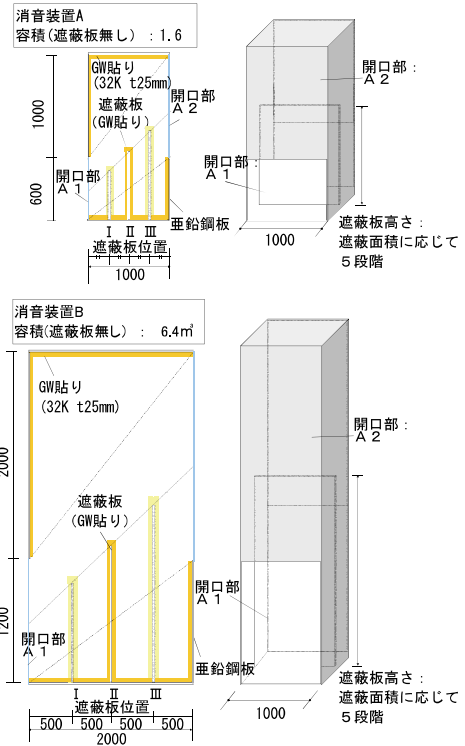
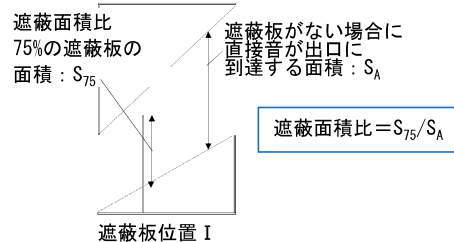


図-5 検討を行った消音装置の仕様（単位：mm）

表-1 実験ケース

消音装置	音源位置	遮蔽板位置	遮蔽面積比[%]
消音装置A、 消音装置B	残響室	I	0、25、50、75、100
		II	
		III	
	無響室	I	
		II	
		III	

実験例：遮蔽板位置Ⅰ、遮蔽面積比75%の場合



実験概要

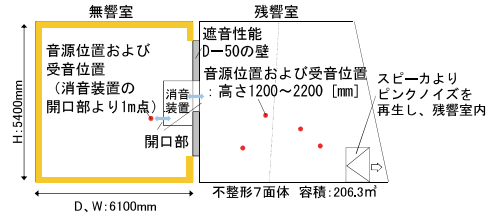


図-6 遮蔽面積比の考え方と実験概要

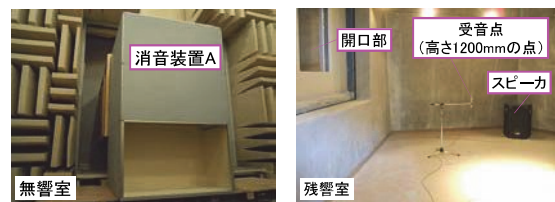


写真-1 実験状況

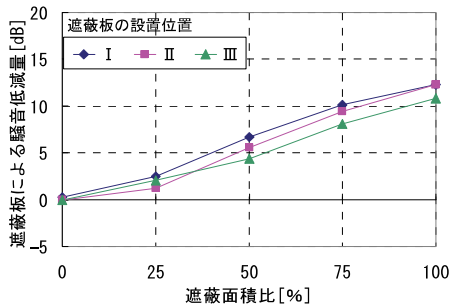


図-7 遮蔽板による騒音低減量
音源：残響室（消音装置A）

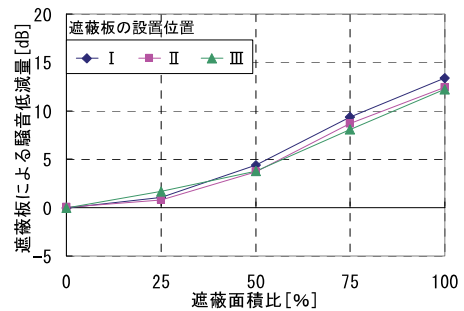


図-8 遮蔽板による騒音低減量
音源：残響室（消音装置B）

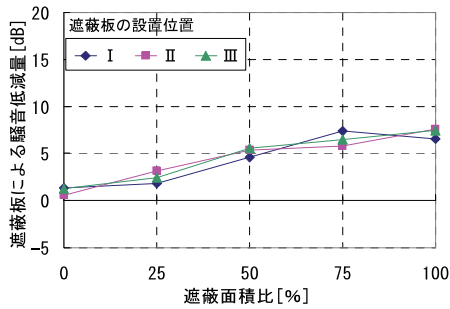


図-9 遮蔽板による騒音低減量
音源：無響室（消音装置A）

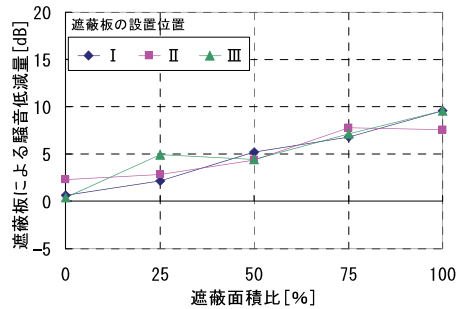


図-10 遮蔽板による騒音低減量
音源：無響室（消音装置B）

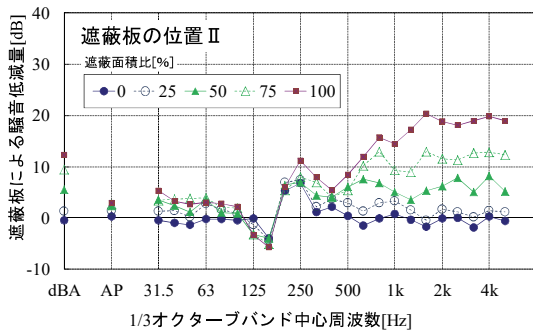


図-11 遮蔽板の効果の周波数特性
音源：残響室（消音装置A）

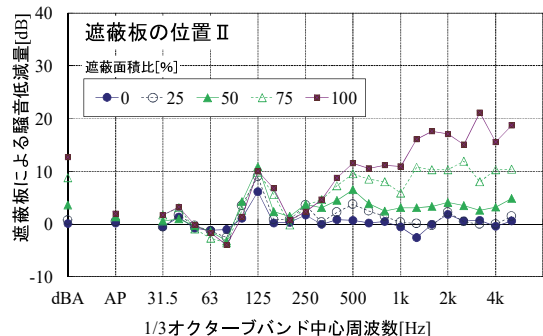


図-12 遮蔽板の効果の周波数特性
音源：残響室（消音装置B）

波数帯域である。また、消音装置 A では 125Hz 帯域付近で、消音装置 B では 63Hz 帯域付近で騒音が増幅されている。これは、増幅した周波数の 1/2 波長と消音装置の奥行き寸法が一致することから、共鳴現象が発生し増幅したと考えられる。音源を無響室に配置した場合においても、ほぼ同じ周波数特性の傾向を示した。

図-11 と図-12 の比較より、遮蔽板による騒音低減量は、500Hz 以上の周波数帯域において消音装置 A が消音装置 B よりも若干大きい傾向がみられた。遮蔽板による騒音低減量は、直接音の遮蔽による効果と遮蔽板に貼った吸音材による効果が考えられるが、吸音面積がより大きい消音装置 B の騒音低減量の方が消音装置 A よりも小さくなったことから、直接音の遮蔽による効果が吸音の効果よりも大きいことがわかった。なお、消音装置 A が消音装置 B よりも騒音低減量が大きくなった理由としては、消音装置 A は消音装置 B よりも開口部の面積が小さいため、遮蔽板によって直接音を効率よく

遮蔽できたと考えられる。

4. 遮蔽板による圧力損失の検討

4.1 遮蔽板がない場合の圧力損失の考え方

図-13 に空気流れのイメージ図を示す。空気を非圧縮性で粘性のない完全流体とすると、流れを表すベルヌーイの式は次式³⁾となる。

$$p_1 + \frac{\rho}{2} v_1^2 + (\rho - \rho_0) g h_1 = p_2 + \frac{\rho}{2} v_2^2 + (\rho - \rho_0) g h_2 + p_r \quad (2)$$

ここで、

p_1, p_2 : 圧力[Pa]

ρ : 経路管内の密度[kg/m³]、 ρ_0 : 外気の密度[kg/m³]

v_1, v_2 : 流速[m/s]

g : 重力加速度[m/s²] = 9.8

h_1, h_2 : 基準面からの高さ[m]

p_r : 2点間の圧力損失[Pa]

式(2)の第一項は静圧、第二項は動圧、第三項は浮力を意味する。なお、圧力損失 p_r には直管部の摩擦抵抗による p_{rf} と、形状による空気抵抗で局部的に生じる形状抵抗 p_{rl} がある。

消音装置の内部に遮蔽板を設けた場合、遮蔽板による空気抵抗から発生する圧力損失 p_{rl} は動圧に比例定数 ζ をかけた次式³⁾で表現される。

$$p_{rl} = \zeta \frac{\rho v^2}{2} \quad [\text{Pa}] \quad (3)$$

ここで、 ζ は形状抵抗係数と呼ばれる。消音装置の場合、 ζ は消音装置の容積、寸法、入口寸法、出口寸法から計算式⁴⁾を用いて算出する。

4.2 シミュレーションによる遮蔽板の圧力損失の検討

騒音低減量の検討における実験と同様のケースについて、遮蔽板が圧力損失に及ぼす影響をシミュレーションにより確認した。検討は、消音装置 A のみについて行った。計算ケースを表-2に、計算モデルを図-14に示す。空気の流入位置は2ケースとし、風量が異なる場合についても検討を行った。なお、計算には三次元熱流体解析ソフトウェア (STREAM、クレイドル社) を使用した。

計算結果を図-15、図-16に示す。いずれのケースにおいても、遮蔽面積比が大きくなるにつれて圧力損失が増大した。また、入口位置によって圧力損失が大きく異なることがわかった。空気が A1 から流入する場合、遮蔽面積比の増大による圧力損失は最大でも 40Pa 程度であったが、空気が A2 から流入する場合、遮蔽面積比が 50%を超えると急激に圧力損失が増大し、最大でおよそ 140Pa 程度となった。これは、流入口が A2 の場合では、A1 の場合と比較して風量が 2 倍程度大きくなるのに対し、流出口の開口面積が流入口の約 1/2 程度であると考えられる。

以上より、遮蔽板の高さと設置位置が圧力損失に及ぼす影響について確認できた。遮蔽板の位置の違いにより圧力損失に大きな差が見られたが、これについては 5.2 節で述べる。

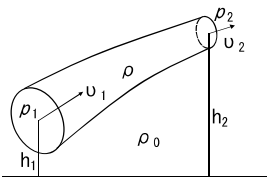


図-13 空気流れのイメージ

表-2 計算ケース一覧

消音装置	空気の流入口	遮蔽板位置	遮蔽面積比[%]
消音装置A	A1	I	0、25、50、75、100
		II	
		III	
	A2	I	
		II	
		III	

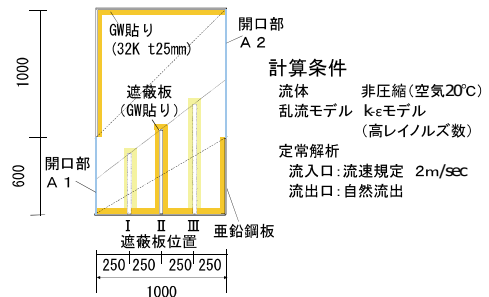


図-14 計算モデル

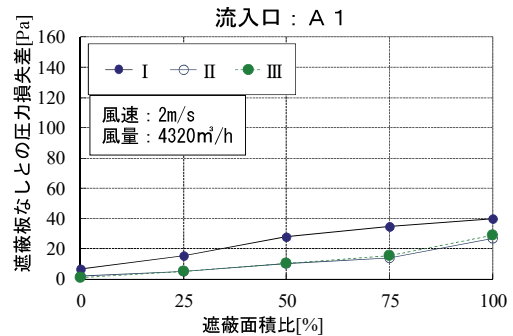


図-15 遮蔽板による圧力損失：入力 A 1

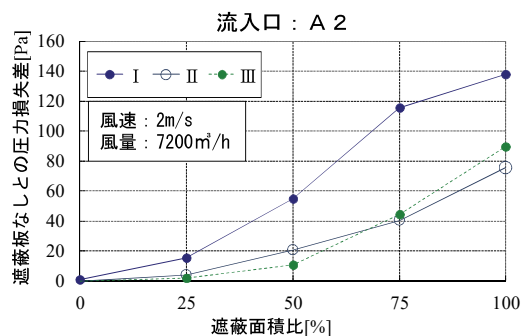


図-16 遮蔽板による圧力損失：入力 A 2

5. 考察

5.1 遮蔽板による消音装置の性能向上について

図-7～図-12より、消音装置の騒音低減量は、遮蔽面積比が大きいくほど増大することがわかった。さらに、消音装置で騒音低減量が得られる周波数帯域は主に中～高音域であることがわかった。これは、消音装置に入力した音響エネルギーの一部が、遮蔽板によって反射することによって、流出口に到達するエネルギーが減少したためと考えられる。一方、遮蔽板によって回折現象が発生する低音域については効果が得られにくいため、低音域が大きな音源の場合には、設計時に消音装置の周波数特性の確認が必要である。遮蔽板の位置は、音源が残響室の場合に若干の影響が見られるものの、消音装置の騒

音低減性能には大きな影響を与えなかったと考えられる。このことから、消音装置の仕様を検討する際に、遮蔽板の位置については圧力損失の大きさを決定し、その後、騒音低減量を検討することが合理的と考えられる。

5.2 遮蔽板による消音装置の圧力損失の増大について

図-15 と図-16 より、遮蔽板の位置が I の場合、遮蔽板の位置が II、III の場合と比較して圧力損失が大きくなる傾向が見られた。さらに、この傾向は流入口の位置が変化しても同様であった。この原因として、遮蔽板の位置 I は開口面積がより小さい A1 に近く、A1 が流入口でも流出口でも空気の流れを大きく阻害するため、圧力損失の増大に繋がったと考えられる。また、遮蔽板の位置が II、III である場合には、両者の圧力損失に大きな差はなかった。このことから、開口部間の中心位置よりも風量がより大きな開口側に遮蔽板を設けることで、必要な騒音低減量を確保しつつ、圧力損失を小さくできる。

6. 騒音低減量と圧力損失を考慮した消音装置の設計方法

5.1、5.2 より、遮蔽板によって騒音低減量が大きくなると圧力損失が増大する、というトレードオフの関係だけでなく、流入・流出口と遮蔽板の位置関係が騒音低減量と圧力損失に影響することも分かった。

これらの結果から、騒音低減量と圧力損失を考慮して目標とする騒音低減量と圧力損失の許容値を満足する消音装置を設計するため、以下の方法を提案した。設計フローを図-17 に示す。また設計手順を以下に示す。

- i. 騒音低減量と圧力損失の目標値を決定する
- ii. 設置スペース等から消音装置の形状、寸法を決する
- iii. 式(1)と式(3)によって、遮蔽板のない消音装置の騒音低減性能と圧力損失を算出する
- iv. iii. の計算結果から、騒音低減量が目標値を満たさない場合は、遮蔽板を設置することで騒音低減量を確保する。このとき、圧力損失が目標値よりも小さくなるよう遮蔽版の位置を検討する

騒音低減量と圧力損失を検討する際には、3、4 章における実験結果やシミュレーション結果を利用する。この設計フローに基づくことで、騒音低減性能と圧力損失の目標値を同時に満たす消音装置を設計できる。

ただし、適用可能な範囲は、今回検討を行った消音装置の形状に限定されるが、それ以外の形状をもつ消音装置については、別途シミュレーションなどにより検討を行う必要がある。

7. あとがき

消音チャンバの内部に騒音の伝搬を妨げる遮蔽板を設

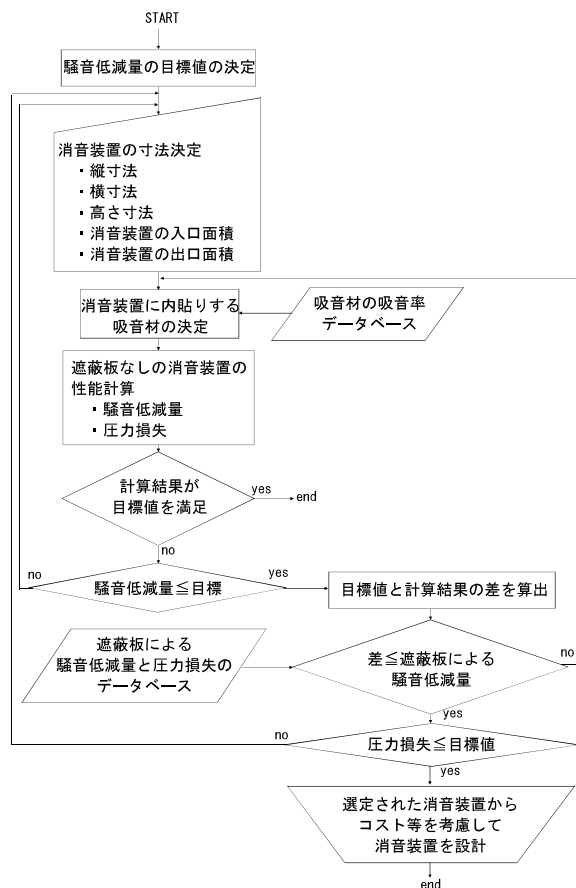


図-17 設計フロー

置することにより、煩雑な検討手順を踏むことなく消音装置を設計する方法を提案した。

現状での課題は、消音装置が今回の検討対象の単純な形状とは異なる複雑な形状の場合や、機械による給排気を行うケースにもこの設計フローを適用可能にすることである。今後は、より多くのケースにも対応できるように、消音装置の形状や入口の位置、サイズなどについても検討を行う予定である。

【参考文献】

- 1) 株式会社ササクラ、カタログ「ダクトサイレンサー」、および「防音ルーバー」
- 2) たとえば、前川純一、森本政之、坂上公博、「建築・環境音響学 第二版」、共立出版株式会社、pp.123、2000.9
- 3) たとえば、田中俊六、武田 仁、他、「最新 建築環境工学」、井上書院、pp.157-161、2006.3
- 4) たとえば、空気調和・衛生工学会、「空気調和衛生工学便覧第 14 版 3.空気調和設備編」、pp.182、2010.2

既存建物におけるタイル仕上げの 剥離危険性評価に関する研究

Study on the Estimation of Exfoliation of an Existing Tile Finish

起橋孝徳* 河野政典*

要 旨

一般に、既存建物のタイル仕上げの健全性は、剥離範囲の調査や接着力試験によって評価されている。しかし、調査時に健全と評価された範囲で新たに剥離を生じる場合がある。このため、剥離を生じていないタイルを対象とした剥離危険性の評価方法を開発した。この評価方法の妥当性を確認するため、既存建物のタイル仕上げに対して適用した。判定結果が実際の浮きの発生状況に対応していることから、提案した評価方法は妥当であることを確認した。

キーワード：タイル、既施工、収縮、ひずみ、剥離、危険性評価

1. まえがき

一般に、既存建物のタイル仕上げの健全性は、打音診断法や赤外線カメラを用いた剥離調査、または接着強度試験によって評価されている。しかし、これらの方法では、調査時点で剥離を生じていないタイルの接着界面に生じている応力状態を把握して剥離を予測することは困難である。そこで、既施工タイル仕上げの剥離危険性を予測することを目的とした一連の研究を行った。既報¹⁾では既施工タイル仕上げに生じているひずみの計測方法を提案した。本報では、この計測結果を用いてタイルの剥離危険性を評価する方法を提案する。また、この評価方法の検証結果を報告する。

2. 研究の概要

タイル仕上げは、表層のタイルと下地のコンクリートが、温湿度の変化に伴う膨張収縮などが異なるため、材料間で異なる挙動（以下、層間ひずみ差と称す）が生じる。タイル仕上げの剥離は、この層間ひずみ差によって発生するせん断応力が、接着せん断耐力を上回ることによって生じると考えられる。層間ひずみ差に対する接着性能の評価には、タイル仕上げを施したコンクリート試験体に圧縮ひずみを与えてコンクリートとタイルの挙動を計測する、ひずみ追従性試験が近年多く行われている²⁾。これによって、タイルひずみが下地コンクリートひずみに追従する割合（以下、ひずみ伝達率と称す）やタイル仕上げに剥離を生じる下地ひずみの大きさ（以下、破壊ポイントと称す）などが、室内試験で把握可能に

なった。筆者らも、下地コンクリートのひずみに対するタイルの追従性について研究^{3),4)}を行った。その結果、従来行われている試験の載荷速度では、施工されたタイル仕上げのようにタイル施工時から調査時までの間に長期的にひずみが進行する場合に比べて、ひずみ伝達率や破壊ポイントが高くなることを明らかにした。しかし、これらの試験方法は材料や施工法における接着性能を評価するものである。既存建物のタイルの剥離危険性を評価するためには、タイルの接着界面に生じている応力状態を把握してこの接着性能と比較する必要がある。そこで、タイル仕上げに生じているひずみの大きさを計測する方法について検討し、タイルひずみ解放試験を提案した^{1),5)}。この試験では、タイルの施工に先立って設置するひずみ計を必要とせず、任意の材齢でタイルに生じているひずみを計測する。既存建物のタイルの剥離の危険性を評価するためには、下地コンクリートとタイルの間に剥離を生じるひずみの大きさ（以下、剥離危険度判定値と称す）と、タイルひずみ解放試験で得られた値の比較にあたって、環境の変動や下地コンクリートの乾燥収縮などを考慮する必要がある。

3. 剥離危険性評価の手順

図-1に示す手順によって、タイル仕上げの剥離危険性を評価する。評価に当たっては、対象とするタイル仕上げと同様に施工した試験体を用い、クリープ追従性試験、もしくは、ひずみ追従性試験から、タイル仕上げの標準的なひずみ伝達率や、剥離危険度判定値が得られているものとする。

* 技術研究所

試験対象タイルが既に剥離に近い状態になっている場合には、タイルひずみの計測値が小さく、危険側の評価となる。これを回避するため、評価手順では打音検査と接着強度試験を事前に行い、評価対象とするタイルの近傍で接着強度が低下していないことを確認する。

3.1 既存タイル仕上げのひずみ計測方法

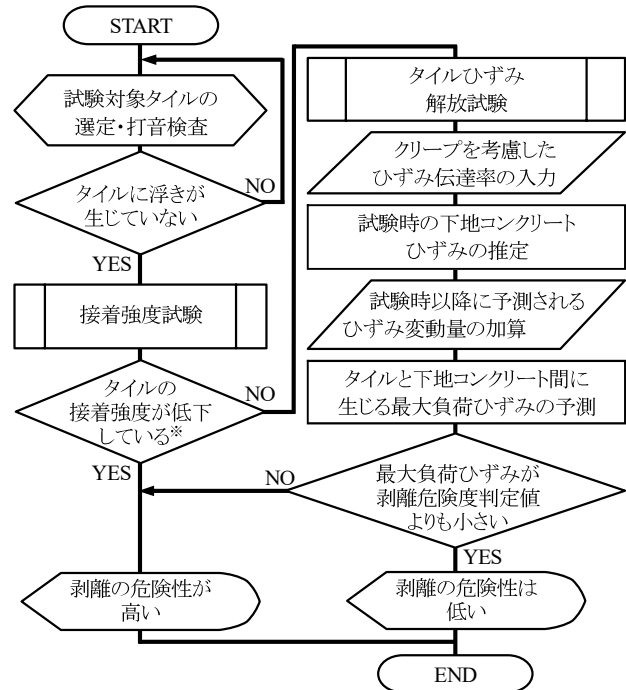
タイルひずみ解放試験の手順^{1),5)}を表-1に示す。直射日光の当たらない環境で試験を行う。試験では、タイル表面中央の長辺方向にひずみゲージを張付け、目地位置をダイヤモンドホイールで張付材まで切断し、切断によってできた溝に挿入した鉄板をこじることによってタイルを剥離させるまで連続してひずみを計測する。このとき、タイルは温度変化に伴う伸縮はあるが、乾燥収縮およびクリープのない完全弾性体とし、恒温であれば剥離したタイルの寸法は初期状態まで復元すると仮定する。これにより、評価対象のタイルに生じていたひずみが得られる。

3.2 既存タイル仕上げに生じる最大負荷の推定

タイルと下地コンクリートに生じるひずみの関係を図-2に示す。層間ひずみ差が生じる原因としては、タイル施工後の躯体の荷重増加に伴う弾性ひずみ、クリープひずみ、乾燥収縮ひずみと、気候変化や日射による熱収縮ひずみなどがある。タイル仕上げの剥離危険性の評価に当たっては、最も剥離の危険性が高い層間ひずみ差の最大値を用いる。層間ひずみ差には、タイルの伸縮ひずみが含まれるが、剥離危険度判定値と比較するため、全ての最大層間ひずみ差を下地コンクリートの収縮ひずみ（以下、最大負荷ひずみと称する）に置き換える。最大負荷ひずみの予測式を式(1)に示す。タイルひずみ解放試験で得られる値は、計測時に生じているタイル表面のひずみである。このため、タイルひずみをひずみ伝達率で除して下地コンクリートひずみに換算する。このひずみ伝達率は、通常のひずみ追従性試験ではなく、下地のひずみが乾燥収縮やクリープで長期間進行する実験によって得られた値とする。これに、計測時以降に予測される負荷が増大する側のひずみを加算する。

$$\varepsilon_{MAX} = \frac{(\varepsilon_m + z \cdot \sigma_m)}{\beta} + \varepsilon_s + \varepsilon_t + \varepsilon_d + \varepsilon_n \quad (1)$$

- ここで、 ε_{MAX} : 最大負荷ひずみ
- ε_m : ひずみ解放試験結果 ε_2 の平均値
- z : 許容不良率に基づく係数
- σ_m : ひずみ解放試験結果 ε_2 の標準偏差
- β : クリープを考慮したひずみ伝達率
- ε_s : 直射日光による層間ひずみ差の増分
- ε_t : 気温変化による層間ひずみ差の増分
- ε_d : 試験後のコンクリート乾燥収縮ひずみ
- ε_n : 荷重による試験後の下地収縮ひずみ



※従来基準によれば 0.4N/mm² 未満であるが、既往の実験結果³⁾から、ここでは安全側評価のため、0.8N/mm² 未満を強度低下とする

図-1 剥離危険性評価手順フローチャート

表-1 タイルひずみ解放試験手順^{1),5)}

i	タイル表面にひずみゲージを張付ける
ii	ひずみの計測を開始し、基準値を設定する
iii	隣接するタイルとの間の目地を切断する
iv	基準値からのひずみ変化量 ε_1 を計測する
v	ひずみゲージを張付けたタイルを強制剥離する
vi	基準値からのひずみ変化量 ε_2 を計測する
vii	各ひずみ変化量の計測値から、目地や下地によってタイルに与えられていたひずみの大きさを算出する

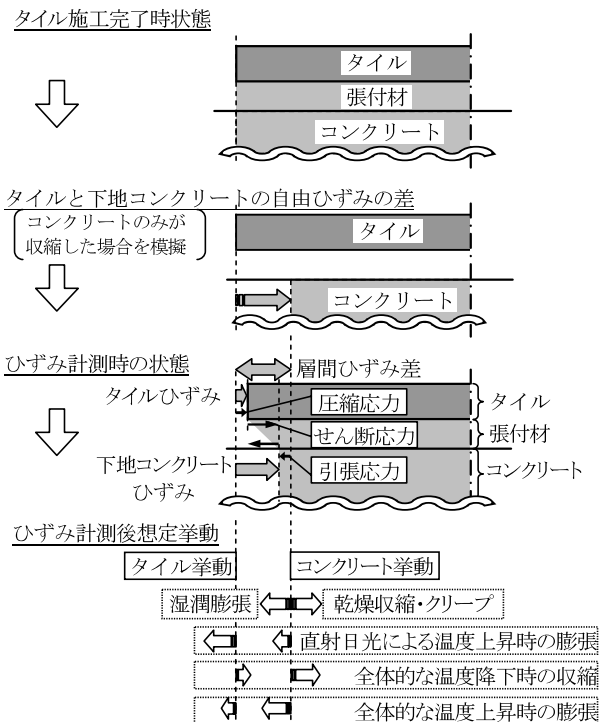


図-2 タイルと下地の挙動と層間ひずみ差

直射日光の当たらない状態でタイルひずみ解放試験を実施するため、試験結果に直射日光による膨張ひずみを加算する。また、季節の温度変化による熱伸縮ひずみは、タイルひずみ解放試験を行った季節や時間によって異なるとともに、試験時以降も引き続き変動するため、試験時以降の変動幅を加算する。

タイル仕上げの施工からの経過期間が短い場合や、建物上階の荷重増加が予定されている場合は、下地コンクリートの乾燥収縮や、建物荷重による弾性ひずみとクリープひずみを加算する必要がある。しかし、建築基準法第 12 条の定期報告制度に基づく調査など、タイル仕上げの施工から 10 年以上経過している場合には、乾燥収縮やクリープは収束した状態であると考えられるため、検討項目から除外する。なお、張付材料自体の乾燥収縮や熱伸縮については、既往の研究⁴⁾⁵⁾から層間ひずみ差への影響が小さいと考えられるため検討項目から除外した。ひずみ変動の要因ごとの補正方法を以下に記す。

a. 直射日光による影響について

直射日光による影響の補正式を式(2)に示す。

$$\varepsilon_s = \alpha_T \cdot T_s \quad (2)$$

ここで、 T_s : 日射によるタイルと外気の最大温度差(°C)
 α_T : タイルの線膨張係数($\mu/^\circ\text{C}$)

一般に、タイル仕上げの接着耐久性が低下する原因としては、直射日光による影響が最も注目されている。従来の説では、タイル仕上げの剥離原因は、直射日光による熱伸縮ひずみが、接着界面にせん断応力として繰り返し作用することによる疲労破壊であると考えられている。しかし、著者らの既往の研究⁴⁾⁶⁾から、タイルの剥離については疲労破壊よりも、与えられるひずみ差の大きさによる影響が支配的であると考えられるため、本評価方法では繰り返しによる疲労を検討対象から除外した。

直射日光によるタイル仕上げの深さ方向の温度分布は、既往の研究⁶⁾ではタイル表面と下地コンクリート面の間で最大でも 4°C であり、タイルとコンクリートの線膨張係数がそれぞれ 5.6 $\mu/^\circ\text{C}$ と 11 $\mu/^\circ\text{C}$ である場合には、コンクリート下地にタイルよりも大きなひずみが生じる。しかし、タイルを弾性接着剤で下地コンクリートに張付けた場合のひずみの計測結果では、タイルが下地コンクリートよりも大きな伸びを生じていた。また、下地コンクリートのひずみは、直射日光による表層温度変化の影響が小さく、外気温の変動とほぼ同じであった。このことから、直射日光による層間ひずみ差は、タイル表層の温度と外気温の差にタイルの線膨張係数を乗じることによって得られる。直射日光によるタイルの温度上昇量は、表面の色や形状、壁面に対する直射日光の入射角によって異なる。このため、東西面の壁のほうが南面の壁よりも直射日光による影響が大きくなる場合が多い。

タイルの色の違いによる温度上昇量を表-2 に示す。冬期にタイルを張付モルタルで断熱材に直張りした試験体を東に向けて屋外で垂直に設置して、熱電対を使用して夜明け前からの温度上昇量を計測した。その結果、既往の研究⁴⁾⁶⁾で用いた茶色のタイルに対して、温度上昇量は白色のタイルでは 0.64 倍、黒色のタイルでは 1.14 倍となった。これらの結果から、既存建物のタイル仕上げの温度上昇量を予測すると、直射日光によるタイル表面温度の外気温との差は 9~17°C の範囲にあり、生じるひずみ差は 50~100 μ 程度であると推定できる。

b. 気温変動による影響について

気温変動による影響の補正式を式(3)に示す。

$$\varepsilon_t = (\alpha_C - \alpha_T) \cdot (T_0 - T_{\min}) \quad (3)$$

ここで、 T_0 : ひずみ解放試験時の外気温(°C)
 T_{\min} : 最低気温(°C)
 α_T : タイルの線膨張係数($\mu/^\circ\text{C}$)
 α_C : コンクリートの線膨張係数($\mu/^\circ\text{C}$)

タイルとコンクリートの線膨張係数は異なるため、タイルと下地コンクリートの温度が同じであっても、外気温の変化に伴って層間ひずみ差が生じる。このひずみ差は直射日光による影響とは異なり、温度上昇する場合にはタイルよりも下地コンクリートが大きな伸びを生じる⁴⁾⁶⁾。このため、剥離危険性の評価においては、夏期の温度上昇よりも冬期の温度低下に伴うひずみを気温の変動による影響として加算する。

c. 湿度変化による影響について

タイルは焼成されたものであるため乾燥収縮は生じない。また、通常外壁に使用されているタイルの吸水率は 1.0% 以下と小さいため、吸水膨張は非常に小さいものと考えられる。一方、下地コンクリートや張付モルタル、および目地モルタルの吸水膨張は、いずれの材料においてもタイル仕上げ施工時からの自己収縮や乾燥収縮によって生じているひずみを減少させる。また、タイル以外の材料の吸水膨張は、直射日光によって生じる層間ひずみ差を緩和する方向に働く。このため、タイル仕上げに水分が供給されることは、凍害やタイルの接着界面に水みちができるような場合を除いて、剥離の原因とはならないものと考えられる。そこで、降雨等によって供給される水分の影響については検討の対象外とした。

下地コンクリートの乾燥収縮が収束していない時期に試験を行う場合には、湿度変化の影響として、試験後

表-2 タイル色による温度上昇量比較

色名	色差			光沢度 (60°)	温度上昇量 (°C/h)	上昇温度比 (対白色)
	L*	a*	b*			
白	83.6	-0.9	5.4	25.5	17.9	1.00
茶	38.7	19.7	12.3	5.8	28.0	1.56
黒	29.3	2.1	-0.3	7.7	31.9	1.78

に予測される下地コンクリート躯体の乾燥収縮量を層間ひずみ差に加算する。乾燥収縮の予測には、日本建築学会による乾燥収縮予測式⁷⁾の適用が考えられる。そこで、タイル仕上げされたコンクリートの乾燥収縮傾向を明らかにするため、表面をタイル仕上げしたコンクリート躯体の乾燥収縮を計測した。

試験体のタイル割付を図-3に示す。また、使用材料を表-3に、基板コンクリートの調合を表-4に示す。試験体数は、各水準3体とした。試験体の基板には、形状が10×10×40cmで呼び強度27 N/mm²のコンクリート角柱を使用した。乾燥の進行を評価する面（以下、「乾燥評価面」と称す）は、打設時の側面に当たる長辺2面とし、タイル張りの下地面に目粗しを施さなかった。乾燥評価面以外の面は、コンクリート打設翌日の脱型直後にアルミテープにより封かん養生し、アルミテープを一部切り欠いて測定用の標点を貼付した。乾燥収縮の試験期間はタイル仕上げによる乾燥の遅延を考慮して通常よりも長期間である9ヶ月間とした。型枠脱型の1週間後に乾燥評価面にタイル張りを行って基長を計測し、以後は気温20℃、湿度60%の養生室内で測定を行った。

コンクリートの乾燥収縮量および質量減少率を図-4に示す。タイル仕上げを施した試験体の乾燥による質量減少率は、初期はコンクリート素地試験体に比較して小さいが、材齢の経過とともにその差は解消される傾向にあった。これは、コンクリート中の水分の逸散がタイルによって抑制されるが、張付材料や目地モルタルを通して徐々に進行するためと考えられる。タイル仕上げ試験体の乾燥収縮量は、実験の最終材齢においてもコンクリート素地試験体よりも小さかった。タイル仕上げ試験体の乾燥収縮量は、45二丁横張は目地面積の同じ45二丁縦張よりも、長さ測定方向の目地本数が同じ45角モザイクと同様の傾向を示していた。タイル仕上げ試験体に見られる乾燥収縮量の抑制効果は、乾燥の抑制よりも、主に張付けたタイルの拘束によるものと考えられる。

タイル仕上げした躯体コンクリートの乾燥による自由収縮量は、長期的にはタイル仕上げを施さない場合と同程度と考えられる。なお、初期材齢の自由収縮については小さいことが予測されるが、安全側に評価するため、タイル仕上げを施さない場合と同程度として検討する。

d. 躯体に作用する荷重による影響について

コンクリート躯体に作用する荷重による弾性変形やクリープ変形は、鉛直方向成分が卓越する。一方、タイルひずみ解放試験で得られるひずみの値は、タイルの長辺方向が卓越しているため、タイルの長辺方向を鉛直にしたタイル割付の場合については、躯体に作用する荷重による影響についても検討する必要があると考えられる。なお、長辺方向を水平にして張付けたタイルでは、荷重による下地ひずみの水平軸方向成分は膨張側であり、乾燥収縮や日射によるひずみ差を緩和する方向に作用する

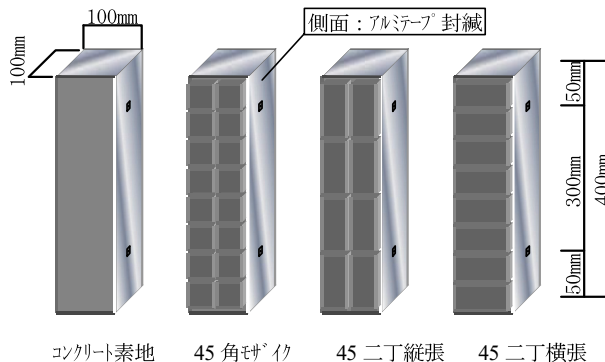


図-3 試験体形状・タイル張り割付

表-3 使用材料

材料種類	諸元	
コンクリート	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	AE減水剤
タイル仕上げ	タイル	陶磁器質タイル（JIS A 5209(2008)吸水率による区分I類）、裏足有、45角および45角二丁
	張付材	タイル張付用プレミックスモルタル
	目地材	タイル化粧目地材

表-4 コンクリート調合（呼び強度：27N/mm²）

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%

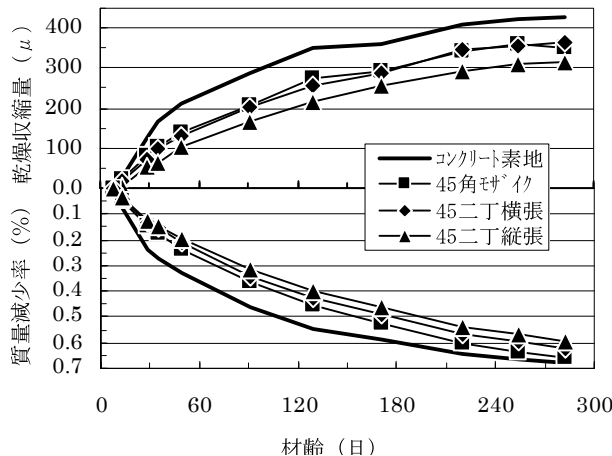


図-4 試験体基板コンクリート乾燥収縮試験結果

ため検討対象としない。弾性変形は竣工時にほぼ収束しているが、クリープひずみについては乾燥収縮と同様に竣工後数年の間は進行すると考えられる。このため、タイルひずみ解放試験時の材齢や評価対象部位によっては、躯体に作用する荷重による層間ひずみ差への影響を検討する必要がある。既存建物におけるクリープひずみを簡易に推定する方法の一例としては、コンクリートの設計基準強度から長期許容応力度を求め、これをヤング係数で除したものにクリープ係数を掛けた値を最大値とし、経過材齢に応じて順次低減する方法が考えられる。

3.3 剥離危険性の評価

タイル仕上げの剥離危険性は、3.2 によって予測される最大負荷ひずみと、剥離危険度判定値との比較によって評価する。剥離危険度判定値は、評価対象とするタイル仕上げを用いた試験によって把握することが望ましい。しかし、既施工タイル仕上げを対象とした試験方法は存在しないため、ここでは室内試験によって剥離危険度判定値を設定する。一般に行われている室内実験のひずみ追従性試験²⁾は、載荷によるひずみの進行が乾燥収縮などに比べて著しく速く、既存建物のタイル仕上げに比べて破壊ポイントやひずみ伝達率が高くなる。このため、剥離危険度判定値を求めるための室内実験は、ひずみの進行速度による影響を考慮したクリープ追従性試験³⁾⁴⁾とする。

ひずみ追従性試験では、載荷試験中にタイルのひずみが減少に転じた際の下地コンクリートひずみの大きさを破壊ポイントと称して、タイルに剥離が発生したと判断する指標として用いている。しかし、タイル仕上げのひずみ追従性は、張付け材料や下地処理方法によって性状が異なり、下地コンクリートのひずみの大きさが破壊ポイントを越えた後でも、タイルと下地コンクリートの間に接着強度が残留する場合がある。著者らの既往の研究³⁾では、ひずみ伝達率を初期ひずみ伝達率で除したひずみ伝達残存率を用いることによって、下地コンクリートひずみの大きさと、接着強度の低下傾向を関連付けることができた。ここから、所定の接着強度を基準として、これを下回る下地コンクリートのひずみを剥離危険度判定値として設定できる。

4. 剥離危険性評価方法の検証

提案した剥離危険性評価方法の妥当性を確認するため、既存建物の外壁タイル仕上げを対象としたタイルひずみ解放試験を行い、試験時に生じているタイルの浮きの状態と比較した。材料物性値や接着性能については既往の実験⁶⁾から、タイルとコンクリートの線膨張係数は $5.6 \mu / ^\circ C$ と $11 \mu / ^\circ C$ とし、ひずみ計測時の不良率は 5% と設定した。また、下地表面処理を施さずに一般的な材料でタイル仕上げを行った試験体を用いたクリープ追従性試験結果から、長期のひずみ伝達率を 0.64 とし、剥離危険度判定値を 588μ とした。

4.1 A 建物の例

a. 建物概要

タイルひずみ解放試験時のタイル打音調査では、剥離割合はタイル仕上げ面積の 10% を超えていた。過去には張り直し補修を部分的に（以下、既補修部と称す）実施していた。

- ・ 築年数／試験日：5 年／10 月 26 日、11 月 2 日
- ・ タイル形状、色：45 角三丁、茶色

- ・ 試験対象面：手摺壁（東面・南面・既補修部）

b. 接着強度試験結果とひずみ計測方法

ひずみ計測に先立ち、浮きを生じていないタイル張り部位で 10 ヶ所、浮きを生じていたタイルの近傍対象で 2 ヶ所、張り直し補修した部位で 2 ヶ所の計 14 ヶ所で接着強度試験を行った。その結果、タイルの接着強度は、浮きが生じていた部分の近傍を除いたものでは平均 $1.75 N / mm^2$ 、張り直し補修した部位でも平均 $1.83 N / mm^2$ であり、いずれの部位でも高い接着強度を維持していた。しかし、既に浮きが生じているタイルの近傍では $0.08 N / mm^2$ となる場合があったため、タイルひずみ解放試験はこれ以外の部位を対象として行った。

A 建物では、ひずみゲージをタイル端部より 25mm の位置に張付けてタイルのひずみを計測した。タイルに生じているひずみの最大値は、後の研究¹⁾⁵⁾で、タイルの中央位置で計測できることを明らかにした。このため、A 建物のタイルに生じていた最大ひずみは、ここで得られた結果よりも大きく、本来の剥離の危険性はより高かったと考えられる。

c. ひずみ計測結果

タイルひずみ解放試験結果を図-5 に示す。東面と南面のタイルのひずみ計測値は平均 225μ 、標準偏差 60.6μ であった。東面では、試験を行った多くのタイルが目地材除去時に大きなひずみ変化を生じたが、剥ぎ取りの際にほとんどひずみが変わらないものもあった。これは、隣接するタイル間の拘束が解かれることや作業振動などによって、目地材除去中にタイルの接着界面に剥離が生じたためと考えられる。ここから、これらのタイルは試験時点までは剥離してはいないものの、最大負荷ひずみと剥離危険度判定値の比較による判定を行うまでもなく、剥離の危険性が高いことが推測できる。

既補修部のタイルひずみは、接着時には膨張側にあり、その値は平均 62μ と比較的小さかった。これは、補修を行った時期には下地コンクリートの乾燥収縮が既に収束していたことに加えて、補修作業時の気温が試験時よりも低かったためと考えられる。

d. 剥離危険性評価結果

所在地から最低気温を $0.6^\circ C$ とした。また、タイルは既往の実験⁶⁾で用いたタイルとほぼ同じ茶色であり、東面に面しているため、直射日光による温度上昇を $15^\circ C$ とした。試験時の外気温は $17.0^\circ C$ であった。

$$\varepsilon_s = 5.6 \mu / ^\circ C \times 15.0^\circ C \quad (4)$$

$$= 84.0 \mu$$

$$\varepsilon_t = (11.0 \mu / ^\circ C - 5.6 \mu / ^\circ C) \times (17.0^\circ C - 0.6^\circ C) \quad (5)$$

$$= 88.56 \mu$$

$$\varepsilon_{MAX} = \frac{(225 \mu + 1.64 \times 60.6 \mu)}{0.64} + 84.0 \mu + 88.56 \mu \quad (6)$$

$$= 679.41 \mu$$

以上の式(4)~(6)から、A 建物の外壁タイル仕上げの最大負荷ひずみは 679 μ となり、剥離危険度判定値 588 μ を 15%上回った。このことから、剥離の危険性が高いと判定される。A 建物においては、実際にタイル仕上げに多くの剥離を生じているため、実情を反映する結果が得られた。

4.2 B 建物の例

a. 建物概要

部分張り直しの痕跡があったが、その状況から躯体のひび割れ補修に伴うものと見られる。また、タイルの浮きは観察されなかった。

- ・ 築年数/試験日：25年/1月19日
- ・ タイル形状、色：45角二丁、白色
- ・ 試験対象面：バルコニー袖壁（東・西面）、外壁既補修部

b. 接着強度試験結果

B 建物のタイルの接着強度は、平均で 0.80N/mm²であった。これは 4.1 の事例よりも低い。接着強度試験による破断面の観察ではタイル裏足の一部が張付モルタルによって欠き取られる状態であったため、接着強度の低下は生じていないものと判断した。

c. ひずみ計測結果

ひずみ計測結果を図-6に示す。東西面タイルのひずみ計測値は平均 220 μ 、標準偏差 44.1 μ であった。また、既補修部のひずみは 137 μ であり、その他の部分よりも若干小さかった。

d. 剥離危険性評価結果

所在地から最低気温を-2.7 $^{\circ}$ Cとした。また、タイルは白色で東に面しているため、直射日光による温度上昇を 9.6 $^{\circ}$ Cとした。試験時の外気温は 6.4 $^{\circ}$ Cであった。

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= 5.6 \mu/^{\circ}\text{C} \times 9.6^{\circ}\text{C} \\ &= 53.8 \mu \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= (11.0 \mu/^{\circ}\text{C} - 5.6 \mu/^{\circ}\text{C}) \times (6.4^{\circ}\text{C} + 2.7^{\circ}\text{C}) \\ &= 49.14 \mu \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{MAX} &= \frac{(220 \mu + 1.64 \times 44.1 \mu)}{0.64} + 53.8 \mu + 49.14 \mu \\ &= 559.70 \mu \end{aligned} \quad (9)$$

以上の式(7)~(9)から、B 建物の外壁タイル仕上げの最大負荷ひずみは 560 μ となり、剥離危険度判定値 588 μ を下回った。このことから、タイルは剥離の危険性が低い状態と判定される。これは、B 建物にタイルの浮きが見られない実情と合致する結果であった。

5. まとめ

既施工タイル仕上げの剥離危険性を予測する方法を提案し、実建築物で評価方法を検証した。その結果、判

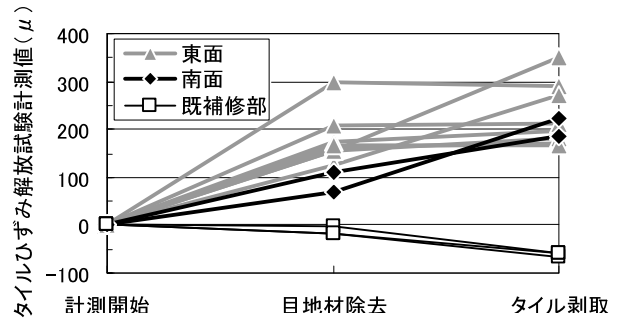


図-5 タイルひずみ解放試験結果 (A 建物)

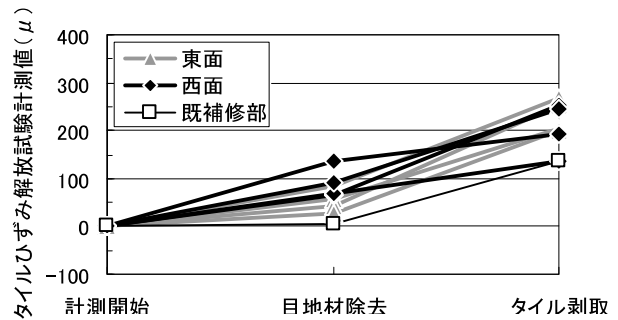


図-6 タイルひずみ解放試験結果 (B 建物)

定は実際の剥離発生状況によく対応しており、本評価方法の妥当性が確認できた。

6. おわりに

タイルの剥離危険性を予測する方法を提案し、適用の可能性を示した。しかし、ここで示すことができたのは限られた実験結果の範囲に留まるため、より精度よい評価を行うためには数多くの実験結果と、タイル実施工事例の評価が必要である。

【参考文献】

- 1) 起橋孝徳、河野政典：既存建物のタイル仕上げに生じているひずみの評価方法に関する研究、奥村組技術研究年報、No38、pp.61-66、2012.8
- 2) 例えば、名知博司、小野 正：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
- 3) 起橋孝徳、榊田佳寛、河野政典：タイル張り仕上げの剥離防止性能評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 668 号、pp.1781-1786、2011.10
- 4) 起橋孝徳、上西 隆、河野政典：タイル仕上げの剥離防止性能評価に関する研究、奥村組技術研究年報、No36、pp.53-58、2010.8
- 5) 起橋孝徳、榊田佳寛：既存建物のタイル仕上げに生じているひずみの評価方法に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 675 号、pp.679-684、2012.5
- 6) 起橋孝徳、河野政典、榊田佳寛：タイル張り仕上げの屋外暴露試験および熱冷繰返し試験における挙動、日本建築学会構造系論文集、第 661 号、pp.465-470、2011.3
- 7) 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

連結鋼管を用いたアウトフレーム耐震補強工法の 施工実験と既存建物への適用

Construction Tests of a Method for Seismic Strengthening Outer Frames with Steel Tube as Connection and Its Application to an Existing Building

河野政典* 岸本 剛* 浜崎憲一** 服部晃三***

要 旨

既存建物の外側に RC 造のフレームを取付けるアウトフレーム耐震補強工法を対象に、あと施工アンカーの本数が低減できる連結鋼管を用いた耐震補強工法、ならびにアウトフレームの短期施工を実現するフル PCa 部材の連層工法を開発した。そして、これらの工法を実建物に適用するにあたり、施工性を確認するための実大施工実験を実施した。連結鋼管による耐震補強工法においては、既存建物とアウトフレームを連結するための鋼管が挿入された新設スラブの施工実験を実施し、高流動コンクリートを用いることにより、新設スラブ、および挿入した鋼管周囲にコンクリートが密実に充填されていることを確認した。また、フル PCa 部材の連層工法においては、上下階の柱、および柱梁接合部の各 PCa 部材を同時にグラウト接合する連層グラウト充填実験を実施し、PCa 部材の接合目地、および柱主筋継手部にグラウトが密実に充填されていることを確認した。実大施工実験において良好な施工結果を確認した後、それぞれの工法を共同住宅の耐震補強工事に適用した。

キーワード：連結鋼管、アウトフレーム、耐震補強、プレキャスト、グラウト

1. まえがき

近年、地球環境保護への関心が高まる中、少子・高齢化、人口減少の到来を背景に、建築物においてはスクラップアンドビルドから既存建物のストック再生、リニューアルへと志向が移りつつある。耐震補強に関する動向については、1995 年に発生した兵庫県南部地震以降、耐震改修促進法が制定され、既存建物の耐震性が見直された。その後、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震においては、耐震補強された建物に大きな被害が生じることなく、耐震補強の効果が実証され¹⁾、今後、補強工事の件数増加が見込まれる。

一方、既存建物の耐震補強工事においては、建物を使用しながらの工事が望まれており、共同住宅では、住みながらの工事となる。現在、居住者に配慮し、建物の外側から工事を行う耐震補強工法²⁾が着目されているが、今後は、居住者の生活を妨げないよう、より騒音、振動が少なく、かつ、短期間の工事が望まれる。

そこで、住みながらの耐震補強工事を可能とするアウトフレーム耐震補強工法（既存建物の外側に鉄筋コンクリート造のフレームを取付ける工法）を対象に、補強工事に必要となる、あと施工アンカーの本数を低減するこ

とで、騒音、振動を少なくすることができる連結鋼管を用いた耐震補強工法、ならびにアウトフレームの短期施工を実現するフル PCa 部材の連層工法を開発し、それら工法を実建物に適用した。本報では、それらの工法を適用するために実施した施工実験の概要と、実建物への適用結果について報告する。

2. 工法の概要

2.1 アウトフレーム耐震補強工法

アウトフレーム耐震補強工法の概念図を図-1に示す。アウトフレーム耐震補強工法とは、既設建物の外側に、柱および梁からなる架構を新設し、その架構に、既存建物の地震力を負担させる耐震補強工法である。本工法では、新設架構と既設建物との間に、新たにスラブ（以下、新設スラブと称す）を構築し、それを介して地震時のせん断力を伝達させる。新設スラブと既存建物のせん断力の伝達については、既存梁に取付けた、あと施工アンカーが負担する。また、新設スラブについては、バルコニー等の既存スラブの下部にコンクリートを現場打設して構築する。そのため、既存スラブにコンクリートの打設口を設ける必要がある。

*技術研究所 **西日本支社建築工務部 ***西日本支社建築設計部



図-1 アウトフレーム耐震補強工法

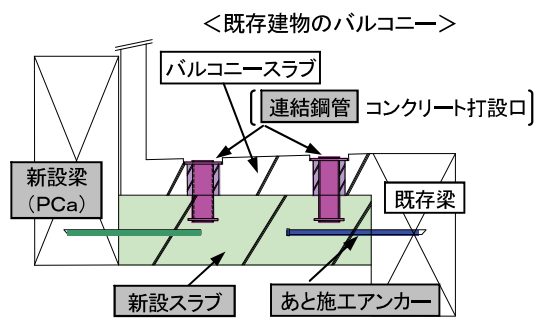


図-2 連結鋼管を用いた耐震補強工法

2.2 連結鋼管を用いた耐震補強工法

前述のように、一般的なアウトフレーム耐震補強工法では、新設スラブと既存建物のせん断力の伝達を、あと施工アンカーのみが担うため、相当数のアンカー本数が必要となる。既存梁へのアンカーの打込み作業では、騒音、振動が伴うため、アンカーの本数を低減することにより、騒音、振動も少なくすることができる。連結鋼管を用いた耐震補強工法の概念図を図-2に示す。本工法は、図-2に示すように、新設スラブ打設用に設けたコンクリート打設口に鋼管（連結鋼管）を設置し、その鋼管に地震時のせん断力の一部を負担させる耐震補強工法であり、その結果として、あと施工アンカーの本数を低減することができる。

本工法を実建物に適用するにあたって、新設スラブのコンクリートの充填方法、連結鋼管の挿入設置方法の検討が必要となるため、連結鋼管挿入スラブの施工実験を実施した。

2.3 フルPCa部材の連層工法

耐震補強工事では、短期間の工事が望まれる。アウトフレームの構築においては、コンクリートを現場打ちする在来工法よりも、フルPCa工法の方が工期を短縮することができる。一般的なフルPCaフレームの構築は、図-3に示すように、まず、柱とパネルゾーンのPCaを組み立て、パネルゾーンに設けたグラウト注入口からグラウトを充填し、柱主筋貫通孔のグラウトの充填状況を目視により直接確認する（図-4）。そして、グラウトの硬化後、上部階の柱PCaを建込む。

さらなる工期短縮を図るための工法として、パネルゾーンにグラウトを充填する前に、上部階の柱PCa部材を建込み、複数階を一度に連続して積層するフルPCa部材の連層工法が挙げられる。しかしながら、連層工法のグラウト充填は、PCa部材の連層後となるため、図-5に示すように、パネルゾーンのグラウトの充填状況を目視で直接確認することができない。また、柱脚の目地部分は、パネルゾーンの各貫通孔から上昇してきたグラウトにより充填されるが、グラウトが均一に上昇するとは限らず、目地部分にエア溜まりが生じる可能性がある。そこで、密実にグラウトを充填する方法を確立するため、実大試験体によるグラウト充填実験を実施した。

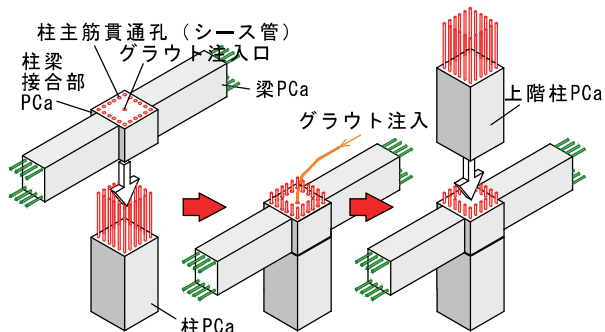


図-3 一般的なフルPCaフレームの構築

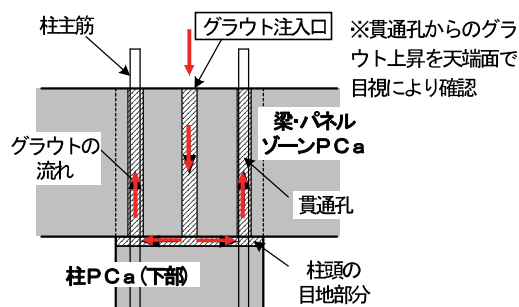


図-4 グラウト充填の概念図 (単層の場合)

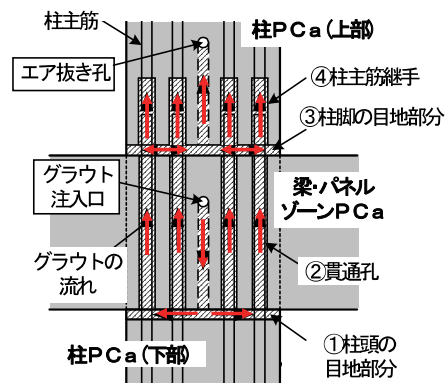


図-5 グラウト充填の概念図 (連層の場合)

3. 連結鋼管挿入スラブの実大施工実験

3.1 実験概要

a. 実験計画

本実験の目的は、連結鋼管の取付け方法の違いによる、新設スラブのコンクリートの打込みと連結鋼管の取付け施工性、および、鋼管周囲のコンクリートの充填状況を

確認することである。鋼管の取付け方法は、コンクリートの打設前に取付ける「先付け方法」と、コンクリートの打設後に取付ける「後付け方法」の2種類とした。

コンクリートの打込みでは、鋼管を先付けした場合、鋼管の筒を通して打込み、後付けの場合では、既存スラブに設けた開口から直接打込むため、施工性が異なる。

先付け方法の鋼管の取付けについては、鋼管を予め既存スラブに固定するため、鋼管の位置ずれが防止でき、コンクリート打設当日の作業工数を減らすことができる。その一方、先付けした場合、鋼管はスラブ内をコンクリートが流動する際の障害物となり、また、既存スラブと鋼管側面の隙間は 20~25mm と狭く、その隙間へのコンクリートの充填が困難となることが考えられた。鋼管にはつばが取付いているため、上部から鋼管側面にコンクリートを打設することも困難であるため、鋼管外周面の未充填部分については、コンクリート硬化後、グラウトを充填する計画とした。

後付け方法における鋼管の取付けについては、スラブコンクリートの打設直後、鋼管挿入孔に既存スラブの天端までコンクリートを充填し、その天端から鋼管を挿入し、埋込む計画とした。

b. 試験体

試験体を図-6に示す。図-2に示したバルコニースラブと新設スラブ部分を模擬した実大試験体で、新設スラブの厚さは300mm、幅は1500mm、長さは5600mmとし、D13@200ダブルのスラブ筋を配した。新設スラブ上部には、既存バルコニースラブを模擬した1500×800mm、厚さ150mmのPCa版と、コンクリートの充填状況を目視確認するためのアクリル板を交互に敷並べた。PCa版には、鋼管を挿入するための径150mmのコア孔を1600mmピッチで削孔した。鋼管の径は100mm、長さ250mmとし、上下につばを設けた。先付け方法では、鋼管をPCa版に固定した。コンクリートには、スランプフロー60cmの高流動コンクリートを用いた。調査を表-1に示す。

3.2 実験結果

a. 打設状況

コア孔に先付けした鋼管部分(図-6中、打込み位置①)からホッパーコーンを用いて片押しでコンクリートの打込みを行った。鋼管から打設した場合でも分離な

く良好に5m以上流動し、隣接する鋼管設置口のPCa版下面までコンクリートが充填された。鋼管を後付けするコア孔(打込み位置②)からの打設では、打設口が大きいため打設速度が速まり、充填性がより良好であった。

後付け方法における鋼管の取付けについては、コンクリート打設後のスラブへの鋼管の埋込みが、支障なく作業を行うことができた(後述の写真-13を参照)。また、

表-1 コンクリートの調査

スラブ フロー	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)						空気量 (%)
		W	C	S1	S2	G1	G2	
60cm	35.5	175	493	584	251	426	426	3.0

Cセメント: 普通ポルトランドセメント 密度: 3.16 g/cm³
 S1 細骨材: 陸砂・茨城県行方産 密度: 2.60 g/cm³
 S2 細骨材: 砕砂・茨城県新治産硬質砂岩 密度: 2.60 g/cm³
 G1 粗骨材 1505: 茨城県新治産硬質砂岩 密度: 2.68 g/cm³
 G2 粗骨材 2015: 茨城県新治産硬質砂岩 密度: 2.68 g/cm³
 SP 混和剤: 高性能 AE 減水剤

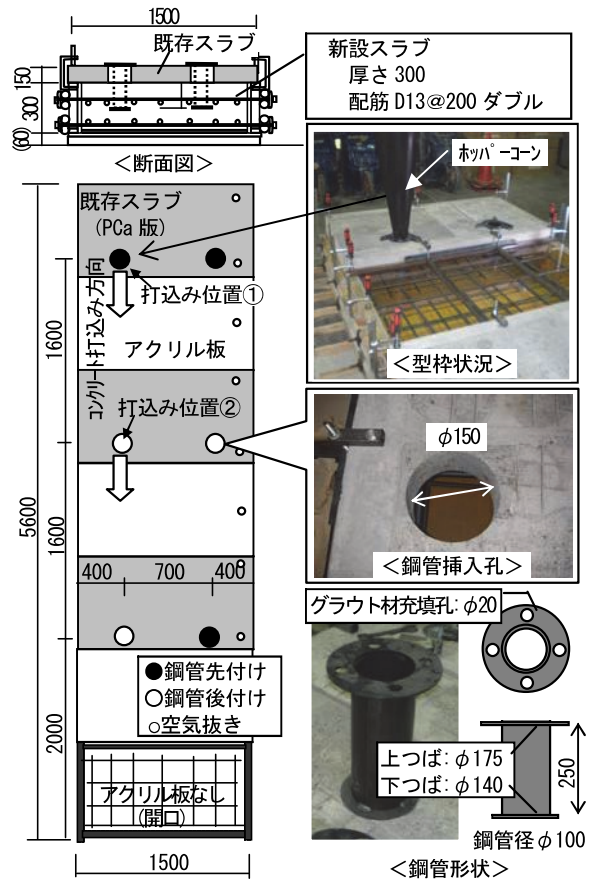


図-6 連結鋼管挿入スラブの実大試験体



写真-1 グラウト充填状況

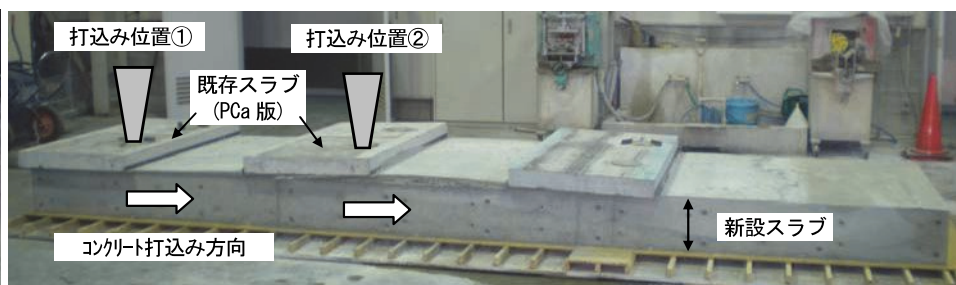


写真-2 試験体脱型後の出来型状況

既存スラブと鋼管側面の隙間に上部までコンクリートが充填される状況が確認できた。先付けした鋼管では、鋼管側面の上部までコンクリートが充填されなかったため、コンクリート硬化後、グラウト充填を行った（写真-1）。試験体脱型後の出来型状況を写真-2に示す。

b. 鋼管周囲のコンクリートの充填性

鋼管周囲のコンクリート、およびグラウトの充填状況を確認するため、硬化後、鋼管位置でコンクリートを切断した。鋼管位置の切断断面状況を写真-3に示す。後付けの鋼管では、鋼管側面の上部まで密実にコンクリートが充填されていることが確認できた。先付けの鋼管では、コンクリート、およびグラウトが上部まで密実に充填されていることが確認できた。先付け、後付けともに、問題なく施工できることが実証できた。

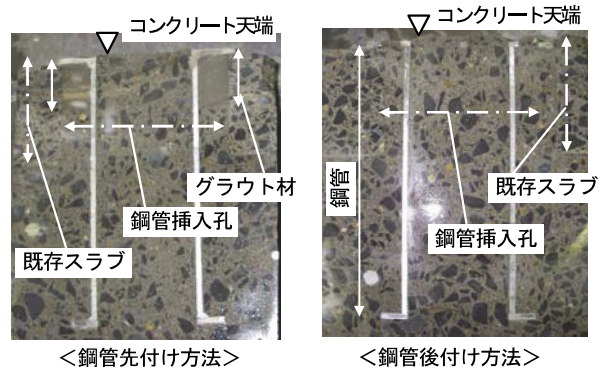


写真-3 鋼管位置の切断断面状況

4. 連層工法のグラウト充填実験

4.1 実験概要

グラウト充填実験では、図-7に示すように、実建物におけるアウトフレームのパネルゾーンと柱脚部・柱頭部をモデル化した実大試験体を用いた。実大試験体の形状を図-8に示す。グラウトの注入口をパネルゾーンの側面に設け、パネルゾーン下部中央までグラウト注入用のワイヤーチューブ（内径 25mm）を埋込んだ。柱脚の目地部分に生じる可能性のあるエア溜まりについては、柱脚の目地部分の中央にエアが集まるように、PCa 柱の底部に四角錐の凹みを設け、その中央からエア抜き孔（内径 31mm）を設けた。凹みの大きさ（底面）は、PCa 柱製作の際に柱主筋継手の固定に妨げとならない程度の大きさとし、今回の柱寸法 550×850mm に対して 220×300mm、高さは 42mm とした。エア抜き孔を柱主筋継手の位置より高い所に設け、柱主筋継手に確実にグラウトが充填されるようにした。なお、グラウト材には柱主筋継手に用いるものを使用した。

図-8に示す実大試験体への充填実験（以下、連層実験）においては、柱脚目地部分のグラウト充填状況、および PCa 柱の底部に設ける凹みの効果を目視により直接確認できない。そこで、連層実験に先立ち、中央に凹みを設けたアクリルパネルを用いて柱脚目地を模擬した試験体による事前充填実験（以下、事前実験）を行った。試験体の形状を写真-4に示す。

連層実験では、グラウトの充填完了を、柱主筋継手のグラウト排出口に取付けた専用ゴム栓のストッパーの

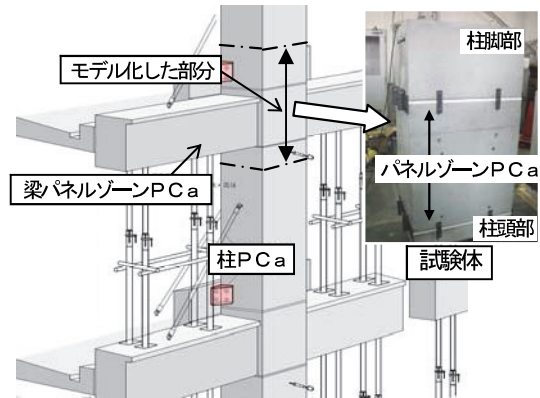


図-7 実施物件のPCa計画

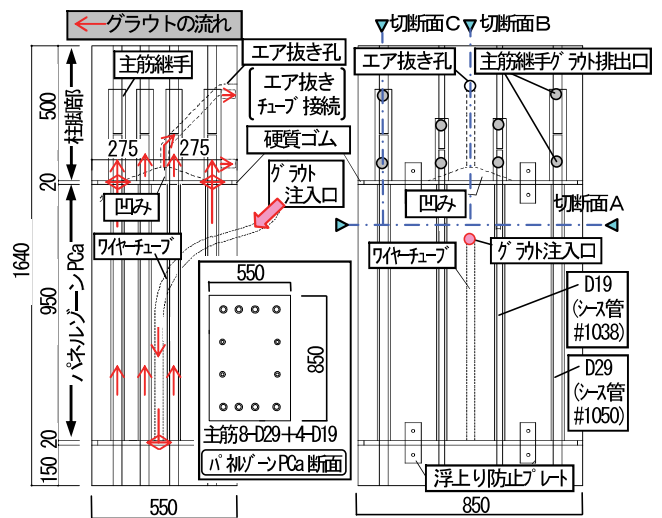


図-8 実大試験体の形状

表-2 フレッシュ試験、および圧縮強度試験結果

項目		試験値
フレッシュ	J14 ロート	8.5 秒
	フロー値 JASS15M-103	214×210mm
	練り上がり温度	20.0°C
圧縮強度:材齢 28 日標準養生		104.5N/mm ²

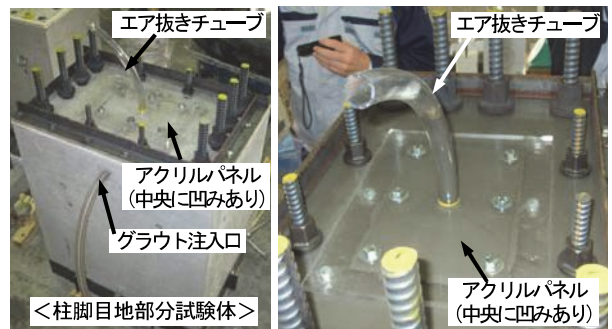


写真-4 事前実験試験体 写真-5 柱脚目地部分充填状況

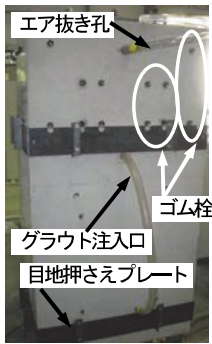


写真-6 実大試験体(注入面)

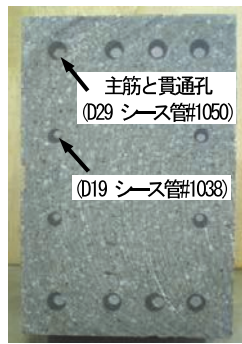


写真-7 パネルゾーン 水平断面(切断面 A)

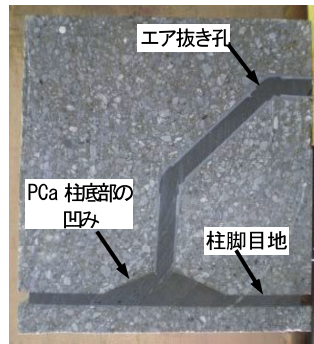


写真-8 柱脚目地部分と エア抜き孔の鉛直断面(切断面 B)

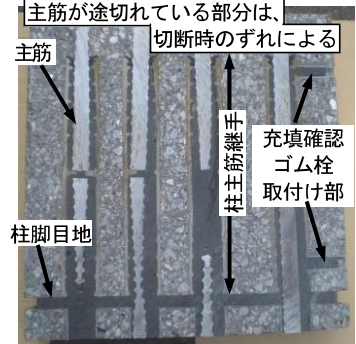


写真-9 柱主筋継手の鉛直断面(切断面 C)

飛出しと、エア抜き孔からのグラウトの流出により確認した。また、グラウトの硬化後、図-8に示す位置(切断面 A~C)で切断し、充填状況を目視で確認した。

4.2 実験結果

フレッシュ試験、および圧縮強度試験の結果を表-2に示す。アクリルパネルを設置した事前実験の充填状況を写真-5に示す。各貫通孔からはほぼ同時にグラウト材が流出し、中央部に向かって徐々に流動し、エア溜まりもなくエア抜きチューブへとグラウト材が達した。事前実験により、貫通孔からのグラウトの流出がほぼ同時であること、中央部の凹みがエア溜まり防止に効果があることを確認した。

連層実験の実大試験体(注入面)を写真-6に、グラウト硬化後の試験体切断面の状態として、パネルゾーン PCa の水平断面(切断面 A)を写真-7に、柱脚の目地部分とエア抜き孔の鉛直断面(切断面 B)を写真-8に、柱主筋継手の鉛直断面(切断面 C)を写真-9に示す。写真-7から、パネルゾーンの貫通孔内にグラウトが密実に充填されていること、また、鉄筋位置が偏芯していた場合でも密実に充填されていることが確認された。写真-8から、柱脚の目地部分とエア抜き孔もすべて密実に充填されており、エア溜まり防止の凹みが有効であったと考えられる。写真-9から、柱主筋継手内も密実に充填されていることが確認された。

5. 実建物への適用

5.1 建物概要

アウトフレーム耐震補強工法を適用した既存建物の概要と平面を図-9に、建物立面を図-10に示す。建物の築年数は34年である。A、B棟にそれぞれアウトフレームを設置する計画とした。連結鋼管を用いた補強工法の採用によって、既存躯体に取付ける、あと施工アンカーの本数を約50%低減できた。また、アウトフレーム部材のフル PCa 化と連層工法の採用によって、現場打ちによる在来工法より、工期を約1.5ヶ月間短縮した。

5.2 PCa フレームの建込みとグラウト充填状況

アウトフレームの PCa 部材建込み状況を写真-10、

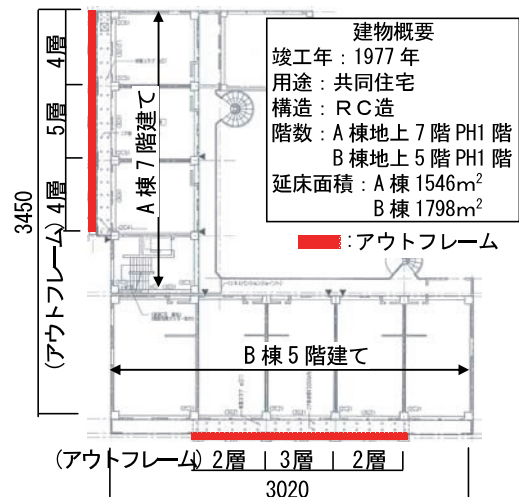


図-9 建物平面と建物概要

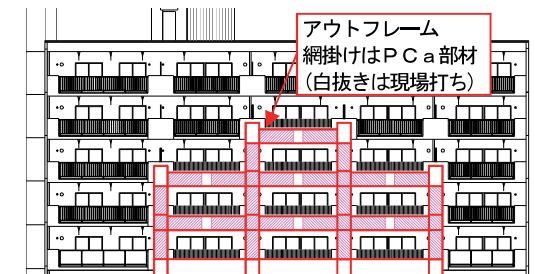


図-10 建物立面

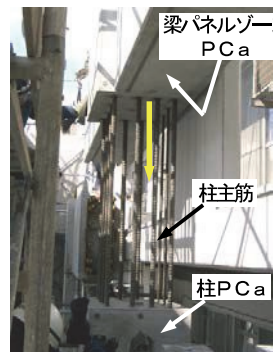


写真-10 柱主筋をパネルゾーン貫通孔に挿入



写真-11 梁パネルゾーン PCa の据付完了

11に示す。PCa 部材の建込みはスムーズに完了した。

PCa 部材の連層後のグラウトの充填状況を写真-12に示す。グラウトの充填施工、および施工時の充填確認

は、充填実験と同様の方法で行った。なお、柱脚目地部分のグラウト止めは、モルタル詰めとして、モルタル部分に空気抜き孔を設けた。

5.3 新設スラブ（鋼管挿入スラブ）の施工

新設スラブは図-2に示す形状で、厚さは200mm、幅は1155mm、長さは3スパン部分で約20mである。使用したコンクリートを表-3に示す。増粘剤一液タイプの高性能 AE 減水剤を使用し、スランプフロー60cmの高流動コンクリートとした。なお、新設スラブの設計基準強度は30N/mm²である。

施工実験と同様、スパン端部の鋼管取付け孔から片押しでコンクリートを打設し、隣接する鋼管取付け孔の既存スラブ下面まで充填されたことを確認した後、コンクリートの打設位置を移動した。鋼管の設置はコンクリート充填後に挿入する、後付け工法とした。鋼管の挿入作業状況を写真-13に、鋼管挿入完了直後の状態を写真-14に示す。設計基準強度の発現を確認後、型枠を脱型し、出来型の状態が良好であることを確認した。工事完了後の建物外観を写真-15に示す。

6. まとめ

アウトフレーム耐震補強工法を適用するため、あと施工アンカーの本数が低減できる連結鋼管を用いた耐震補強工法、ならびに、アウトフレームの短期施工を実現するフル PCa 部材の連層工法に関する実大施工実験を行った。以下に示す実験結果を得て、それぞれの工法を共同住宅の耐震補強工事に採用し、実建物に適用できることを確認した。

- i. 連結鋼管挿入スラブの施工実験の結果、高流動コンクリートを使用することで、骨材が分離することなく5m以上流動し、スラブへの充填ができること、コンクリート充填後でも容易に鋼管を挿入できること、また、鋼管周囲にコンクリートが密実に充填されていることを確認した
- ii. フル PCa 部材の連層工法を実現するため、連層グラウト充填実験を実施した結果、連層建ての場合でも PCa 柱の底部に凹みを設けることなどにより、柱頭、柱脚目地、パネルゾーンの貫通孔、および、主筋継手内に密実にグラウトを充填できることを確認した

7. あとがき

共同住宅に住みながらの工事となる耐震補強工法を実建物に適用した。今後、今回と同様の住みながらの工事となる共同住宅や、継続使用を条件とする建物の耐震化への要望に応えるべく、本工法の適用を進めていきたい。

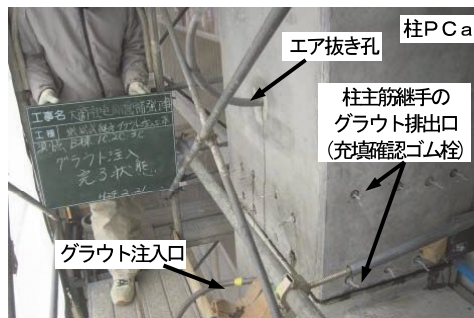


写真-12 グラウト充填状況

表-3 コンクリートの調査

スラブ フロー	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)						空気量 (%)
		W	C	ex	S1	S2	G	
60cm	41.7	176	423	20	583	258	849	4.5

Cセメント：普通ポルトランドセメント密度：3.16 g/cm³
 S1 細骨材：海砂・福岡県岩屋産 密度：2.57 g/cm³
 S2 細骨材：石灰砕砂・大分県津久見産 密度：2.65 g/cm³
 G 粗骨材：石灰砕石 2005・大分県津久見産 密度：2.70 g/cm³
 ex 混和材：膨張材 密度：3.16 g/cm³
 SP 混和剤：高性能 AE 減水剤（増粘剤一液タイプ）



写真-13 鋼管の挿入作業状況



写真-14 鋼管の挿入作業完了直後



写真-15 工事完了後の建物外観

【参考文献】

- 1) 例えば、高橋香菜子、Hamood AL-WASHALI、前田匡樹、「2011年東北地方太平洋沖地震における宮城県内のRC造校舎の耐震性能と被害傾向の検討と被害事例」、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No2、pp.1099-1104、2012
- 2) 大谷 宏、樋渡 健、有木克良、「居住者の環境に配慮したRC（SRC）集合住宅の耐震補強」、コンクリート工学、Vol.50、No10、pp.913-918、2012.10

高速道路用プレキャスト型剛性防護柵の開発

— 静的載荷試験および鉄球衝突試験による性能評価 —

Development of Precast Concrete Rigid Protective Fences for Replacement for Protective Fences on Reinforced Concrete Viaducts - Performance Evaluation by Static Loading Tests and Iron Ball Impact Tests -

川口昇平* 石井敏之* 中村方紀** 三澤孝史*

要 旨

我が国の多くの高速道路は経年劣化が進んでおり、補修や更新が必要な時期を迎えている。そこで、既存の高架橋を供用しながら、劣化が進んだ部位のみを更新する部分更新技術の研究を進めている。この研究の一環で、高架橋の防護柵の更新を目的にプレキャスト型の剛性防護柵を開発し、静的載荷試験および鉄球衝突試験により性能を確認した。その結果、高速道路に適用可能な SB 種防護柵に相当する強度性能と飛散防止性能を有していることを確認した。

キーワード：高速道路、更新技術、プレキャスト、防護柵、鉄球衝突試験

1. まえがき

我が国の高速道路の多くは高度経済成長期に建設され、供用期間が 40 年を超える構造物が増えている。これらの構造物は経年劣化が進み、補修や更新などの対処が必要となっている。一方、流通や緊急輸送路として都市部の高速道路の重要性は高く、長期間の通行止めを伴う大規模更新は、街路の渋滞を誘発し、社会的な影響が大きいため、更新時期の設定が難しくなっている。そのため、首都高速道路では、外環道や圏央道などの道路ネットワークの整備を待って、大規模更新の実施を検討している¹⁾。しかし、既存の高架橋を供用しながら、劣化している部位のみの更新技術を開発することにより、交通規制による経済損失を低減し、高架橋のライフサイクルコストを低減することは可能である。そこで、劣化が進む高速道路高架橋の防護柵の更新を目的に、プレキャスト型の剛性防護柵（以下、PCa 高欄）を開発した。

PCa 高欄の施工上の利点は、劣化した既設防護柵を切断撤去したのち、PCa 高欄を既設床版に、あと施工アンカーで固定するため、コンクリートの養生が不要で、交通規制の早期解放が可能な点である。また、設計上の特徴は、設計耐力を超える衝突荷重が発生した場合に、床版につながる地覆部を塑性変形させることで、床版と高欄壁部への損傷を低減できる点である。

防護柵が保有すべき性能には、車両の逸脱防止性能、乗員の安全性能、車両の誘導性能、構成部材の飛散防止性能がある²⁾。防護柵の適用に当たっては、車両衝突試

験により、これらの性能を確かめることになっているが、車両衝突試験には大きな費用が必要であり、かつ非常に難度の高い試験のため、実施が容易ではない。

しかし、防護柵が保有すべき性能のうち、逸脱防止性能における強度と構成部材の飛散防止については、車両の形状と寸法によらないため、載荷試験により性能を確認することが可能である。そこで、静的載荷試験および車両の衝突荷重を模擬した鉄球衝突試験を実施し、PCa 高欄が高速道路に適用可能な、SB 種以上の強度性能と飛散防止性能を有する事を確認した。

2. 車両用防護柵の要求性能

2.1 防護柵の種類

車両用防護柵は、たわみ性防護柵と剛性防護柵に分類され、車両が衝突する際に、ほとんど防護柵に変形を生じない構造のものを剛性防護柵という。我が国の都市部の高速道路では、道路の建築限界や車両衝突時における防護柵の路外への変形量の規制を理由に、剛性防護柵が多く用いられている。剛性防護柵は、前面の勾配の違いから、フロリダ型、単スロープ型、直壁型などに分類される。我が国では路側幅が狭くても設置が可能な直壁型の適用数が最も多く、フロリダ型、単スロープ型の順となっている。図-1に3つの剛性防護柵の形状例を示す。直壁型は壁部の勾配が 90 度で地覆の形状は①カーブストーンタイプや②傾斜タイプなどの形状がある。フロリダ型は前面が 2 段勾配であり、1 段目は 55 度、2 段目

*技術研究所 **東日本支社環境技術部

84度で規定されている(③)。単スロープについては前面勾配が80度で規定されている(④)。なお、本試験ではPCa高欄の前面形状は、我が国で適用例の多い直壁型(傾斜タイプ)とフロリダ型を採用した。

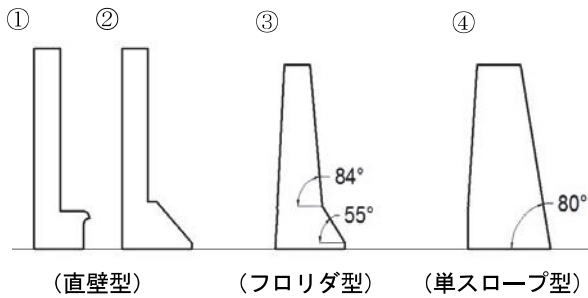


図-1 剛性高欄の形状(右側が車路側)

2.2 防護柵の種類

防護柵の種類別は、強度(車両が衝突した時に突破されない衝撃度の大きさ)と設置場所、および道路区分に応じて定められている。表-1に防護柵の種類別を示す。

本試験でのPCa高欄の設計は、設計速度80km以上の高速道路に適用可能なSB種の適用区分とした。なお、衝撃度は式(1)で規定されており、車両の重量と衝突時速度、および衝突角度に依存する²⁾。

$$I_s = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \left(\frac{V}{3.6} \cdot \sin \theta \right)^2 \quad (1)$$

ここで、
 I_s : 衝撃度(kJ)
 m : 車両質量(t)
 V : 衝突速度(km/h)
 θ : 衝突角度(度)

3. 性能確認試験

PCa高欄の性能確認のため、静的載荷試験と鉄球衝突試験を実施した。静的載荷試験では、最大荷重、主要な部材の降伏、塑性変形の有無、ひび割れの発生状況から、SB種相当の強度を有することを確認した。鉄球衝突試験では、最大荷重と部材の降伏に加え、構成部材の飛散量を確認した。

防護柵の性能は衝撃度で区分されているが、衝撃度を直接計測することはできない。そこで、「車両用防護柵標準仕様・同解説³⁾」の衝撃度を衝突荷重に変換する式(2)を参照し、表-2の衝突荷重を目標荷重として、剛性防護柵の性能評価を行った。壁部の衝突面の傾斜により、衝突力の一部が鉛直成分に変換され、水平力が低減するため、同じ衝撃度でも壁前面に6°の傾斜を持つフロリダ型は直壁型に比べて衝突荷重が小さくなる。

3.1 静的載荷試験

a. 試験装置および載荷方法

写真-1に静的載荷試験装置を示す。載荷方法は試験体の防護柵の天端から230mmの位置をジャッキで水平に加力して行った。加力方法は、試験体が降伏するまで

$$F_t = \kappa_f \cdot \frac{2 \cdot (1 + e_v)}{L_w \cdot \sin \theta} \cdot \left(\frac{m}{m_r} \right)^2 \cdot E_y \cdot a \quad (2)$$

F_t : 衝突荷重(kN) κ_f : 補正比例係数(=0.1)
 E_y : 直行方向の運動エネルギー(kJ) $E_y = 1/2 \cdot m \cdot V^2 \cdot \sin \theta$
 θ : 衝突角度(=15°) L_w : 車軸間隔(=6.455m)
 m : 車両全重量(=25.0t) m_r : 後輪軸重量(=18.5t)
 V : 衝突速度(m/s) e_v : 車両の反発係数(=0.2)
 a : 斜面低減率 $a = (K_t)^2 \cdot b \leq 1.0$ (直壁は $a = 1.0$)
 K_t : 角度低減率 $K_t = \sin^2 \alpha$
 α : $\alpha = \tan^{-1}(\sin \theta / \tan \beta)$
 β : 前面傾斜角度 (単スロープ10°、フロリダ6°、直壁0°)
 b : 実験係数 (単スロープ=1.7、フロリダ=1.1、直壁=1.0)

表-1 防護柵種類の適用区分²⁾

道路の区分	設計速度(km/h)	一般区間		重大な被害が発生するおそれのある区間		新幹線などと交差または近接する区間	
		種別	衝撃度(kJ)	種別	衝撃度(kJ)	種別	衝撃度(kJ)
自動車専用道路	80以上	A	130	SB	280	SS	650
	60以下			SC	160	SA	420
その他	60以上	B	60	A	130	SB	280

表-2 衝突荷重と衝撃度の関係(SB種の場合)³⁾

種別	衝撃度(kJ)	衝突荷重(kN)	
		直壁型	フロリダ型
SB種	280	72	58

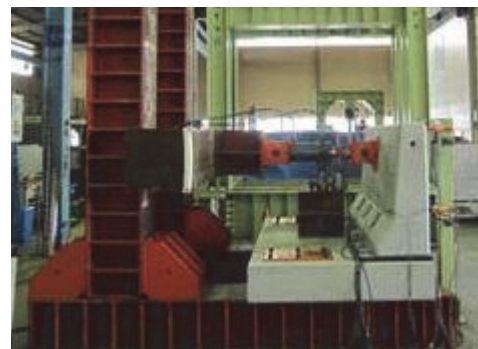


写真-1 静的載荷試験装置

5kN ごとに漸増する荷重制御で行い、鉄筋およびアンカーの降伏発生後は 2mm 毎の変位制御で行った。加力は最大耐力を越え、耐力低下が確認できるまで行った。

b. 試験体の概要

試験体は直壁型 2 体とフロリダ型 2 体の計 4 体とした(写真-2~4 参照)。直壁型として、場所打ちコンクリート製高欄を鋼板補強したタイプと PCa 高欄タイプ、フロリダ型として、標準タイプと繊維入り軽量コンクリートを使用したタイプの PCa 高欄を製作した。試験体の長さは、設置作業時の取り扱いやすさ(長さ、重量)を考慮して 2m とした。直壁型が 0.8~1.0t、フロリダ型は 1.0~1.2t である。表-3 に各試験体の概要と、図-2 に各試験体の断面図を示す。PCa 高欄は、車両衝突時の水平力に抵抗するため、定着金具(地覆コンクリートに差筋で一体化)を取り付け、前段アンカー(4 本)で床版に固定した。また、地覆傾斜部に設けた開口から後段アンカー(3 本)で固定した。

c. PCa 高欄の設置方法

模擬床版(2200mm×幅 1300mm×厚さ 250mm、主鉄筋 D19@125mm、配力筋 D16@250mm)にケミカルアンカー(ボルト径 M20、打込長さ 170mm)を打ち込み、

PCa 高欄をボルトで固定した。そして、PCa 高欄と床版の隙間(約 2cm)に無収縮モルタルを充填し、一体化させた。

d. 計測項目

計測項目の一覧を表-4 に、計測点位置を図-3 に示す。

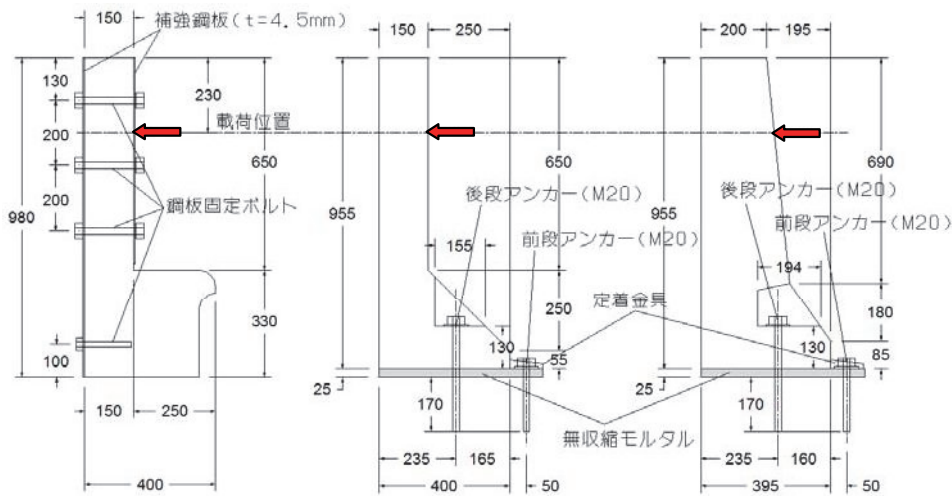
e. 試験結果

(a) 荷重と変位の関係

図-4 に各試験体の荷重-変位曲線を示す。設計衝突荷重まで概ね弾性的な挙動を示しており、すべての主要部材は降伏しなかった。しかし、設計衝突荷重を越えてから地覆部にひび割れが発生し、直壁型では断面変化位置、

表-3 静的載荷試験体の概要

形式	試験体名	構造条件
直壁型	TS-1 (場所打ち)	場所打ちコンクリート鋼板補強型 ($f_c' = 21\text{N/mm}^2$) + 鋼板補強($t = 4.5\text{mm}$)
	TS-2 (PCa高欄)	普通コンクリート($f_c' = 30\text{N/mm}^2$) + アンカー(M20, L=170mm)
フロリダ型	FS-1 (PCa高欄)	普通コンクリート($f_c' = 30\text{N/mm}^2$) + アンカー(M20, L=170mm)
	FS-2 (PCa高欄)	繊維入りコンクリート($f_c' = 30\text{N/mm}^2$) + アンカー(M20, L=170mm)



(TS-1; 直壁型場所打ちタイプ) (TS-2; 直壁型プレキャストタイプ) (FS-1, 2; フロリダ型プレキャストタイプ)

図-2 高欄試験体の断面形状



写真-2 直壁型場所打ちタイプ



写真-3 直壁型プレキャストタイプ



写真-4 フロリダ型プレキャストタイプ

フロリダ型では地覆の前段アンカーと後段アンカーの間にひび割れが生じた(写真-5参照)。その後、最大荷重に至るまでは荷重が増加し、最大荷重を超えると、水平変位の増加とともに緩やかに荷重が低下した。

(b) 荷重と各部材のひずみの関係

図-5~8に各試験体の荷重と鉄筋、アンカー、定着金具のひずみの関係、表-5に静的荷重試験の結果一覧を示す。以下に各試験体の荷重状況を示す。

TS-1は壁鉄筋のひずみが大きく、背面の鉄筋が降伏

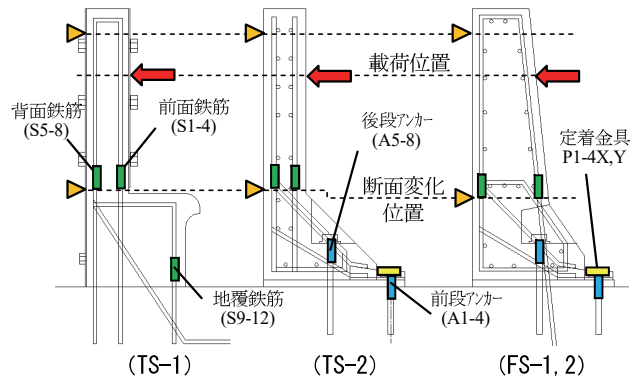


図-3 計測点位置

表-4 静的荷重試験の計測項目一覧

計測項目(記号)	主な計測位置	計測点数
水平変位(変位計)	▲ 上端部 断面変化位置	2 2
壁部鉄筋ひずみ(ひずみゲージ)	■ 前面鉄筋 ■ 背面鉄筋	4 4
地覆部鉄筋ひずみ(ひずみゲージ)	■ 場所打ちタイプのTS-1のみ	4
アンカー筋ひずみ(ひずみゲージ)(TS-1は除く)	■ 前段アンカー ■ 後段アンカー	4 3
定着金具ひずみ(ひずみゲージ)(TS-1は除く)	■ 水平方向 X ■ 鉛直方向 Y	4 4

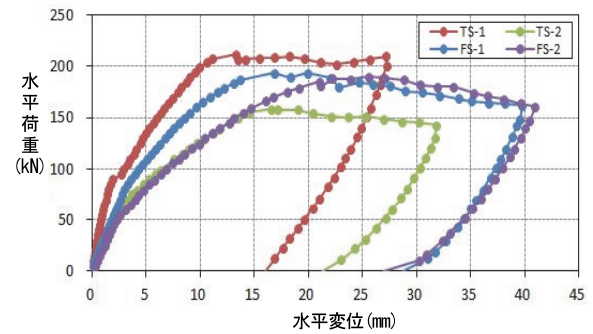


図-4 荷重-変位曲線

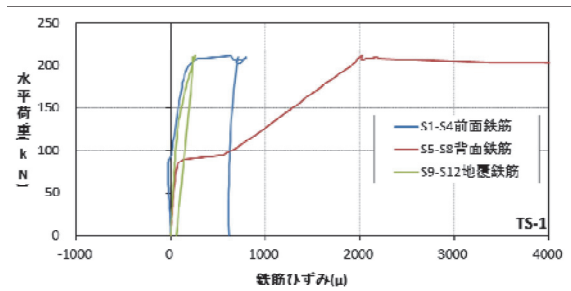


図-5 荷重とひずみの関係 (TS-1)

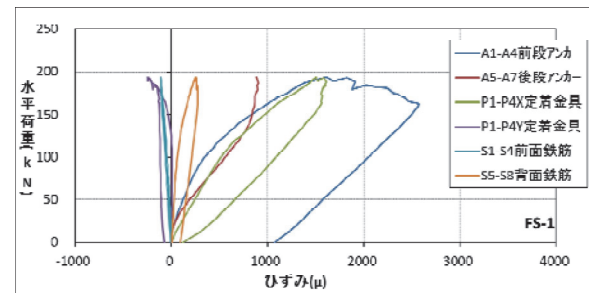


図-7 荷重とひずみの関係 (FS-1)

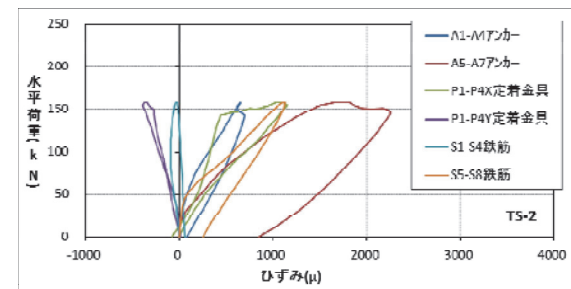


図-6 荷重とひずみの関係 (TS-2)

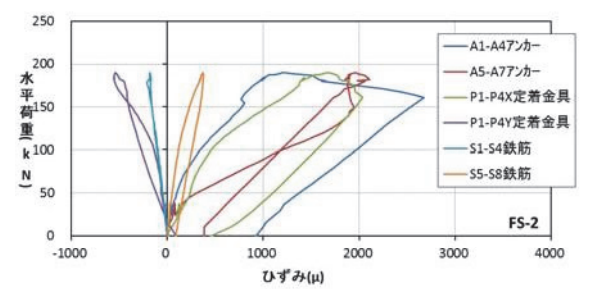
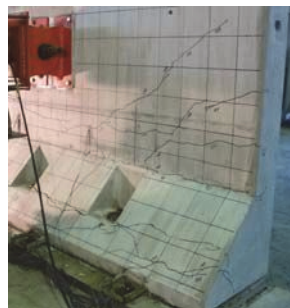


図-8 荷重とひずみの関係 (FS-2)



直壁型場所打ち (TS-1)



直壁型 PCa 高欄 (TS-2)



フロリダ型 PCa 高欄 (FS-1)



フロリダ型 PCa 高欄 繊維入 (FS-2)

写真-5 ひび割れ発生状況

した。鋼板補強の効果で前面鉄筋は降伏に至らず、地覆鉄筋も降伏しなかった(図-5)。

TS-2 は後段アンカーのひずみが大きく、降伏に至った。定着金具、壁鉄筋は降伏しなかった(図-6)。

FS-1 は地覆にひび割れが発生した後に前段アンカーが降伏に至った。定着金具と壁鉄筋は降伏に至らなかった(図-7)。

FS-2 は後段アンカーが先に降伏し、前段アンカーも最大荷重後に降伏した。定着金具は降伏したが、壁鉄筋は降伏に至らなかった(図-8)。

(c) 床版のひび割れの発生状況

TS-1 は飲み込み鉄筋の引き抜きにより、床版に大きなひび割れを生じた。一方、PCa 高欄の TS-2、FS-1、FS-2 では引き抜きに伴い、アンカー周辺に床版のコンクリートの剥離を生じたが、損傷はボルト周りのコンクリート表層部に限定的であった(写真-6)。

3.2 鉄球衝突試験

a. 試験方法

鉄球衝突試験状況を写真-7に示す。鉄球の載荷高さ(以下、載荷高)は、鉄球(重量 1.8t)を衝突点の直上の位置でクレーンで吊り、所定の位置エネルギーになるようにバックホウで横引きして調整した。載荷高は 5cm、10cm、1m、1.5m とし、載荷高の低い順に段階的に載荷した。載荷高 5cm は、SB 種の荷重強度 72kN に相当し、10cm は位置エネルギーが 2 倍、1m および 1.5m は破壊荷重を想定して設定した。この所定の載荷高に静止させた後、鉄球を解放して振り子式に衝突させた。鉄球の衝突位置は、静的載荷試験と同じ壁部中央の天端から 230mm の位置とした。また、鉄球の衝突による局所的な破壊を防ぐため、衝突点にゴム板(t=50mm)を接着した H 型鋼載荷板をアンカーボルトで取り付けた(写真-8 参照)。

b. 試験体の概要

試験体は表-6に示すように、直壁型4体とフロリダ型2体の計6体を製作した。直壁型は、静的載荷試験の TS-1、TS-2 に対応した TD-1、TD-2 に加え、飛散防止対策を施した繊維入りコンクリートタイプ(TD-3)、背面に繊維シートを埋め込んだタイプ(TD-4)とした。

表-5 静的載荷試験の結果一覧

試験体名	最大耐力 (kN)	壁鉄筋	地覆鉄筋	アンカー	定着金具
TS-1 (場所打ち)	208	背面鉄筋降伏	降伏せず		
TS-2 (PCa 高欄)	154	降伏せず		後段降伏	降伏せず
FS-1 (PCa 高欄)	186	降伏せず		前段降伏	降伏せず
FS-2 (PCa 高欄)	185	降伏せず		前後降伏	降伏

フロリダ型は FS-1 と FS-2 に対応した FD-1、FD-2 とした。試験体の長さは全てのケースで 2m とした。

c. PCa 高欄の設置方法

PCa 高欄試験体の設置方法は、静的載荷試験と同様である。

d. 計測項目

計測項目の一覧を表-7に、計測器配置を写真-8に示す。なお、鉄筋、アンカー、定着金具のひずみ計測位置は図-3と同じである。

e. 評価方法

衝突荷重は、写真-8の H 型鋼載荷板にひずみゲージを添付し、あらかじめ求めた荷重-ひずみ関係から衝突荷重に換算して求めた。

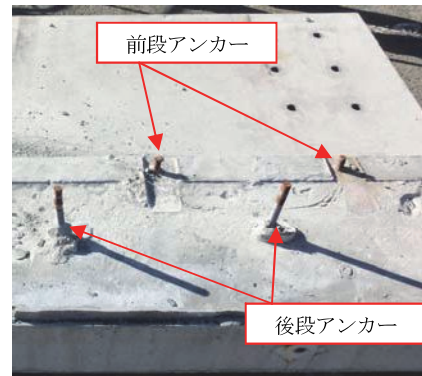


写真-6 アンカー周りの剥離状況



写真-7 鉄球衝突試験状況

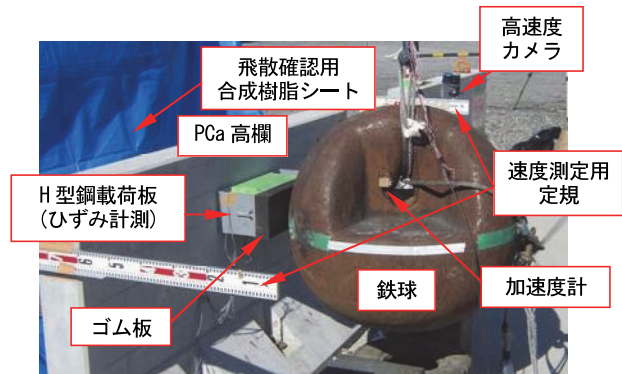


写真-8 計測器の配置状況

f. 試験結果

(a) 衝突荷重と高欄の耐力

表一八に、鉄球衝突試験の衝突荷重と鋼材（アンカー、とPCa 壁鉄筋（以下、壁筋））、および定着金具の降伏の有無を示す。表中の空白部は降伏していないことを示す。SB 種に相当する載荷高 5cm の試験ケースでは、全てのケースで主要な部材は降伏に至らず、塑性変形も生じなかった。110kN 程度までは、主要構造部材の降伏は見られなかった。また、静的載荷試験で求めた最大耐力を超える 200kN 以上の衝突荷重においては、アンカーや壁筋、定着金具などが降伏するが破断には至らず、PCa 高欄の転倒は生じなかった。

(b) 衝突時の飛散物について

写真一八のように、試験体背面に合成樹脂シートを敷設し、試験後の飛散物の有無を確認した。SB 種の衝突荷重に相当する載荷高 5cm の試験ケースでは、コンクリート片などの構成部材の飛散物は認められなかった。

破壊荷重を想定した載荷高 100cm および 150cm 試験ケースにおいても、背面に顕著な損傷は見られず、構成部材の飛散物は確認されなかった。飛散防止用に繊維入りのケース（TD-3）と繊維シートを施したケース（TD-4）の試験を実施したが、飛散対策なし（TD-2）でも飛散が見られなかったため、有意な差は確認できなかった。

(c) ひび割れの発生状況

写真一九に、各試験体のひび割れ発生状況を示す。載荷高 100cm では、地覆部に損傷が集中的に発生し、壁には顕著な損傷は生じなかった。静的載荷試験と鉄球衝突試験で概ね同じ傾向を示した。全ての試験体で、壁背面および床版にひび割れは生じなかった。

4. 結論

開発した PCa 高欄の性能に関して、静的載荷試験と鉄球衝突試験により十分な強度性能を確認した。以下に結論を示す。

- i. PCa 高欄は SB 種相当の衝突荷重に対して、主要な部材に塑性変形が生じず、十分な耐力を有する
- ii. PCa 高欄（直壁型・フロリダ型）は SB 種相当の衝突荷重の 2 倍以上の強度性能を有する
- iii. PCa 高欄は、SB 種を超える衝突荷重に対しても、壁部に大きな損傷は生じず、構成部材の飛散を防止できる

5. あとがき

本 PCa 高欄は、石川島建材工業株式会社と共同研究で開発した。高い安全性が確認されているフロリダ型に対し、直壁型は衝突実験例が少ないため、今後は乗員の安全性能を確認した上で、実用化する予定である。

表一六 鉄球衝突試験体の概要

形式	試験体名	構造条件
直壁型	TD-1	TS-1 と同仕様
	TD-2	TS-2 と同仕様
	TD-3	TD-2 の繊維入りタイプ
	TD-4	TD-2 背面に繊維シートを埋込
フロリダ型	FD-1	FS-1 と同仕様
	FD-2	FS-2 と同仕様

表一七 鉄球衝突試験の計測項目一覧

計測項目	計測方法	計測点数
衝突荷重	ひずみゲージ	1
衝突速度	高速度カメラ(1000 コマ/秒)	2
部材ひずみ	水平変位を除き、静的載荷試験と同じ計測位置・点数	23~27

表一八 鉄球衝突試験結果の一覧

試験体名 タイプ	鉄球 載荷高 高さ (cm)	衝突 荷重 (kN)	鋼材降伏の状況					
			アンカー		PCa 壁 鉄筋		定着金具	
			前段	後段	前段	後段	水平	鉛直
TD-1 直壁	5	77						
	10	149			降伏			
	100	欠測			降伏	降伏		
TD-2 直壁	5	74						
	10	111						
	100	252	降伏		降伏		降伏	
TD-3 直壁	5	79						
	10	116						
	100	295		降伏	降伏		降伏	降伏
TD-4 直壁	5	113						
	10	186		降伏				
	100	317		降伏	降伏		降伏	
FD-1 フロリダ	5	69						
	10	105		降伏				
	100	263	降伏	降伏			降伏	
	150	231	降伏	降伏			降伏	降伏
FD-2 フロリダ	10	131						
	100	205	降伏	降伏			降伏	降伏
	150	238	降伏	降伏			降伏	降伏



写真一九 ひび割れ発生状況（載荷高 100 cm）

【参考文献】

- 1) 首都高速道路（株）、「首都高速道路構造物の大規模更新のあり方に関する調査研究委員会 報告書」、2013.1
- 2) （社）日本道路協会、「防護柵の設置基準・同解説」、2008.1
- 3) （社）日本道路協会、「車両用防護柵標準仕様・同解説」、pp115、2004.3

ウォータージェットによる コンクリート表面処理機の開発

－天井用と床用表面処理機の開発と実工事への適用－

Development of Concrete Surface Treatment Devices Using Water Jet - Development and Practical Application of Devices for Treating Ceiling and Floor Surfaces -

白石祐彰* 石井敏之* 川西健之** 森本克秀***

要 旨

コンクリート表面を薄く切削する研掃や劣化した塗膜を除去できる天井用と床用のウォータージェット表面処理機を開発し、コンクリート構造物の補修・補強工事に適用した。その結果、従来の人力によるハンドガンタイプなどのウォータージェット工法に比して、同等以上の処理能力、処理面と後打ちコンクリートとの付着強度の向上、および作業環境が改善できることを実証した。このことから、開発した表面処理機と、既に実用化している壁・柱用ウォータージェット表面処理機と合わせて、コンクリート構造物の表面処理を効率的に施工することが可能となった。

キーワード：ウォータージェット、表面処理機、塗膜除去、研掃、飛散抑制

1. まえがき

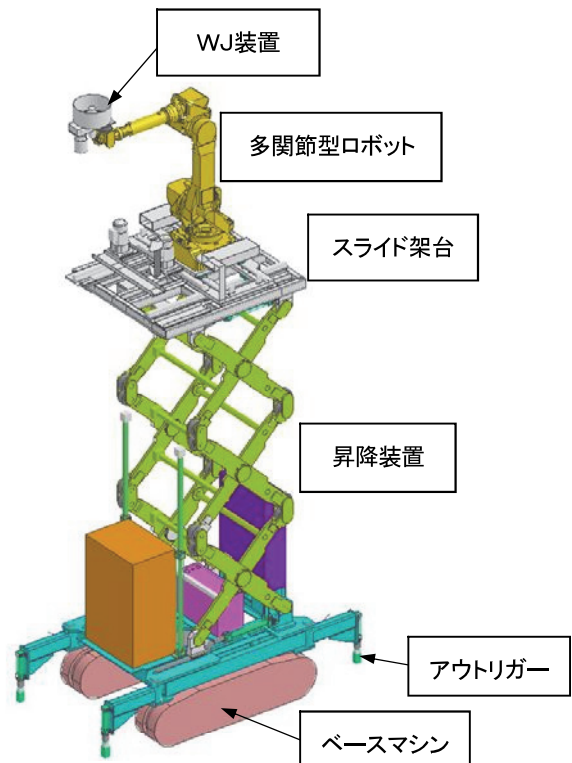
上水道施設における配水池などの耐震補強工事では、広範囲にわたってコンクリート表面の古い塗膜除去や研掃などの表面処理が行われる。このような表面処理はウォータージェット（以下、WJ と表記）工法で行われ、主にハンドガンなどを用いた人力で行われている。そのため、表面処理の品質や速さが作業員の技量に左右されること、苦渋作業の繰り返しによる作業効率の低下、施工中のミストや粉塵等の飛散による作業環境の悪化などの問題がある。

そこで、このような問題点を解決し、かつ広範囲な領域を効率よく表面処理することを目的に、WJ を用いた天井用および床用の表面処理機を開発し、実工事に適用した。本報では、開発した天井用と床用の WJ 表面処理機の概要と実工事へ適用した塗膜除去と研掃結果について報告する。

2. 天井用WJ表面処理機の概要

2.1 基本的な構造と性能

天井用 WJ 表面処理機は、WJ 装置を装備した多関節型ロボットを水平移動できるスライド架台に組み込み、この架台を上下させる昇降装置を電動式のクローラ型



図－1 天井用WJ表面処理機

*技術研究所 **東日本支社機械部 ***東日本支社環境技術部

表-1 天井用WJ表面処理機の諸元

項目	諸元	備考
大きさ	2000(L)×1520(W)×3200(H)mm	
重量	50kN	
施工範囲	天井	2000×3300mm=6.6m ²
	高さ	4000～6500mm
WJ装置	寸法	380(内径)×171(D)mm
	移動速度	0.5～10.0m/min
	噴射方式	2本ランスノズルを有する回転噴射装置1基
		1本ランスノズルに4ノズル設置

ベースマシンに搭載した装置である。駆動源には、騒音や排気ガス対策の観点から、内燃機関ではなく電動モータを用いた。外観を図-1、諸元を表-1に示す。

a. 多関節型ロボット

産業用のロボットとして、三次元立体形状の外周面に沿ってアーム先端部が精度よく移動できる、多関節型ロボットが種々開発されている。このような多関節型ロボットのアーム先端部にWJ装置を取り付け、天井面に沿って所定の速度でWJ装置を移動させて表面処理を行った。

b. WJ装置

WJ装置は、写真-1に示すように、回転噴射装置(ノズル径 0.35mm)から超高压水を噴射し、高速で回転させることによって表面処理を行う。ミストや粉塵等の飛散を抑止するために、天井までの距離を一定に保つガイドローラを四隅に設置し、天井との隙間を覆うブラシを取り付けた。さらに、内部には吸引孔を2箇所設け、バキュームによる回収を可能にした。

c. 安全装置

作業中に処理機全体の安定性を確保するため、装置の四隅にアウトリガーを設置した。走行装置停止時に外側に張り出す構造で、アウトリガーが伸長されていないと昇降装置が作動しないインターロックが働く。

d. 運搬方法

多関節型ロボットを外し、2分割にすることで、大型低床タイプのトラックで運搬が可能である。

2.2 施工手順

操作者が、ベースマシンを固定し、昇降装置を所定の高さに合わせた後、図-2に示す施工範囲の端部である2箇所のティーチングポイント(教示位置)を処理機に手動操作で記憶させると、以下の動作が自動的に行われる。

- i. 施工範囲を自動的に①～④の区画に分割する
- ii. ①区画から一筆書きの軌跡を描き、設定された一定速度と間隔でWJ装置が移動して、図-2に示す範囲の表面処理を始める

- iii. スライド架台は固定された状態で、多関節型ロボットだけが動作して①区画の処理を終える
- iv. その後、スライド架台が②区画に移動して、②区画を処理する
- v. ③区画、④区画も同様に処理する

写真-2に実証実験による表面処理状況を示す。黒い部分が表面処理された天井で、図-2の③区画を表面処理している状況を示している。

3. 床用WJ表面処理機の概要

床用WJ表面処理機を写真-3に、諸元を表-2に示す。床用WJ表面処理機は、床面までの高さが調整できるWJ装置を、移動速度をインバータ制御できる台車に搭載して、その台車を移動させることによって表面処理

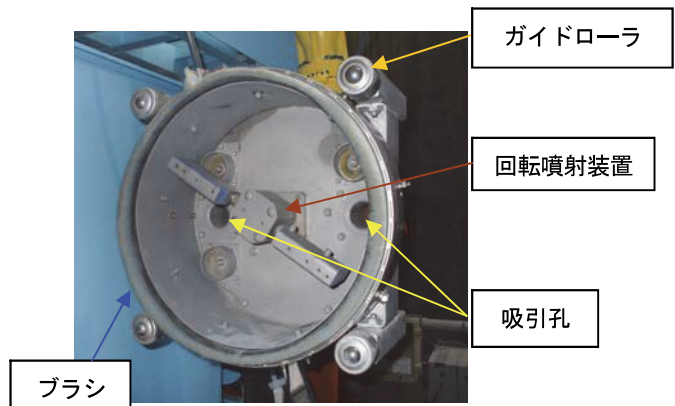


写真-1 WJ装置 (飛散防止機能付)

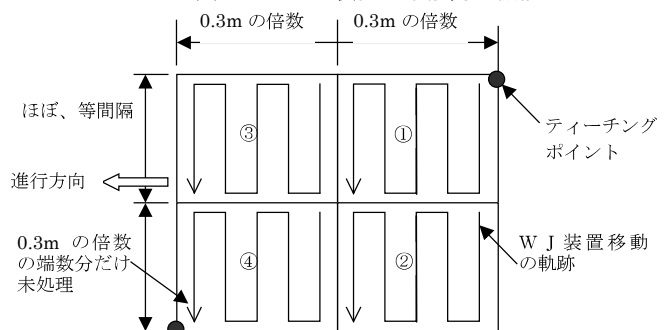


図-2 天井面の施工範囲

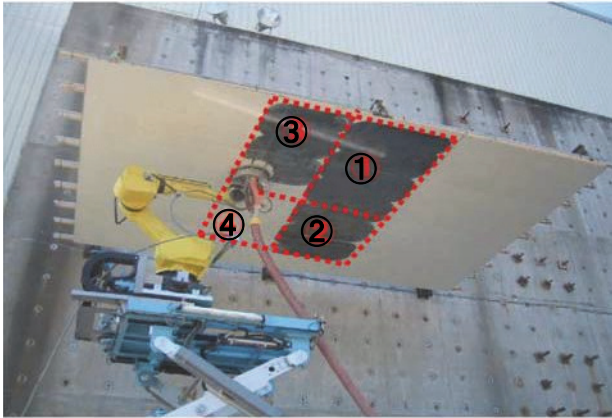


写真-2 実証実験による表面処理状況



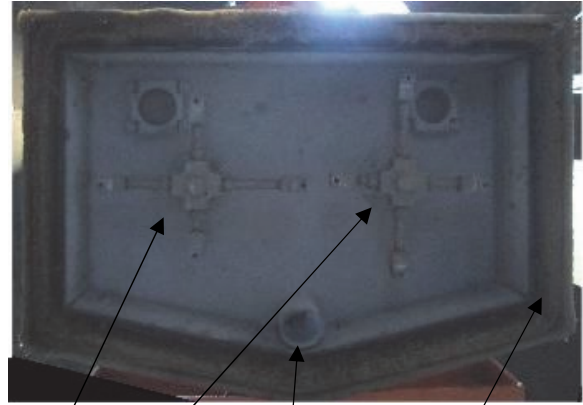
スタートレバー WJ装置

写真-3 床用WJ表面処理機

を行う。

台車の移動は、操作者が台車上の制御盤で移動速度と進行方向（前進 or 後退）を設定し、スタートレバーを引くことにより、自動的に開始する。また、台車の進行方向の修正は、操作者がハンドルバーを操作することによって行うことができる。

WJ装置を写真-4に示す。WJ装置は、長さの異なる4本のランスの先端にノズルを設置した回転式噴射装置2基をブラシ付き鋼製カバーで覆ったもので、ノズルから超高压水を噴射し、噴射装置を高速回転させることによって表面処理を行う。また、鋼製カバー内に設けた



回転式噴射装置 吸引孔 ブラシ(2重化)

写真-4 床用WJ装置

φ60mm の吸引孔によって、発生したミストや粉塵等を吸引し飛散抑止することができる。

4. 天井用WJ表面処理機の実施工

天井用 WJ 表面処理機は、2 箇所の上水道給水所の配水池改修工事に適用された。写真-5に示すような配水池の天井部の増厚を目的とした耐震補強工事において、塗膜除去および研掃作業が行われた。

4.1 研掃

研掃は、コンクリート構造物の表面処理で、耐震補強箇所のコンクリート表面の目荒しを行う作業である。天井用の WJ 表面処理機の施工状況を写真-6に示す。屋外に超高压水発生装置（水圧 200MPa）を配置し、図-3の赤色部分（A～E）を施工した。施工面積は、A、B、Dが 39m²（2.5m×15.6 m）、Cが 65m²（2.5 m×26 m）、Eが 26m²（2.5 m×10.4 m）であった。施工前に実施した研掃確認試験より、WJ装置の移動速度を 5.0 m /min とした。今回の研掃は、1 箇所当りの施工面積が小さく、施工箇所（A～E）の位置関係から処理機の移動に時間

表-2 諸元

項目	諸元	
大きさ	1050(L)×850(W)×1080(H)mm	
重量		
WJ装置	寸法	500(L)×730(W)mm
	移動速度	0.5～5.0m/min
	施工幅	600mm



写真-5 上水道給水所の配水池



写真-6 施工状況（研掃）

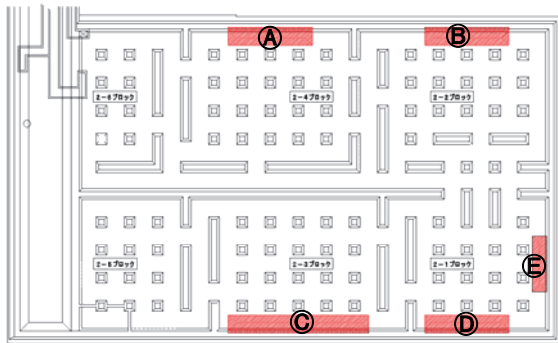


図-3 研掃した配水池の平面図

を要したため、施工効率は人力とほぼ同程度であった。研掃後の天井面に対し、建研式付着試験により付着強度試験を実施した。付着強度は、全てのケースにおいて表面処理の性能照査に用いられる基準値¹⁾の 1.5N/mm²以上であった（表-3）。一般的なコンクリートの引張強度（圧縮強度の 1/8～1/12 程度、圧縮強度 24N/mm²であれば 2.4N/mm²程度）と比べても遜色ない強度であった。このことから、天井用 WJ 表面処理機による表面処理は、良好に付着強度が確保できる処理手法であることを確認した。

4.2 塗膜除去

配水池のコンクリート表面の劣化した塗膜の除去では、ミストや粉塵等の飛散物による作業環境の悪化を防止するため、図-4に示すように、屋外の超高压水発生ポンプ（水圧 200MPa）に加え、バキューム車（風量 40m³/min）を配置し、除去した塗膜などを強制的に回収した。

表-3 付着強度試験の結果

No	付着強度 (N/mm ²)	破壊面
1	2.26	接着破壊
2	3.23	母材破壊
3	2.01	接着破壊
4	3.19	接着破壊
5	2.49	界面破壊

421 m²の天井部（図-5の赤色部分）の施工は、WJ装置の移動速度 0.8m/min で行った。施工状況を写真-7に示す。施工効率は、処理機稼働後の再調整に時間を要したため人力と同等であった。

5. 床用WJ表面処理機の実施工

適用した表面処理の内容は、配水池内床版部の劣化した塗膜除去と増厚耐震補強に伴う頂版上面の研掃作業である。施工状況を写真-8と写真-9に示す。

5.1 研掃

図-5に示す頂版上面の全範囲を施工した。施工前に実施した研掃確認試験より、床用 WJ 表面処理機の移動速度は 2.5m/min とした。床用 WJ 表面処理機による研掃は順調に施工することができ、人力施工よりも均一で安定した目荒しができた。

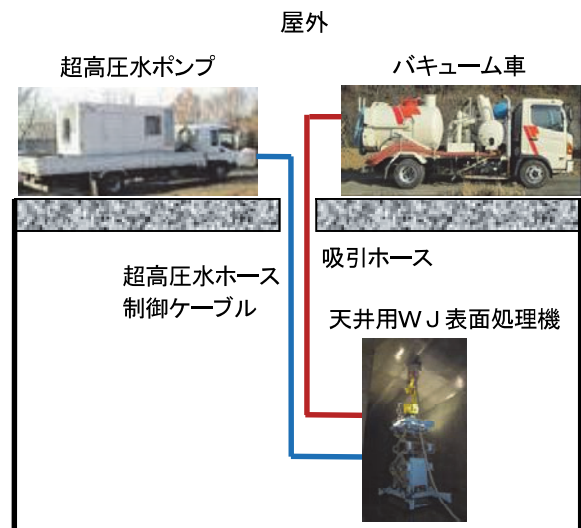


図-4 各装置の配置

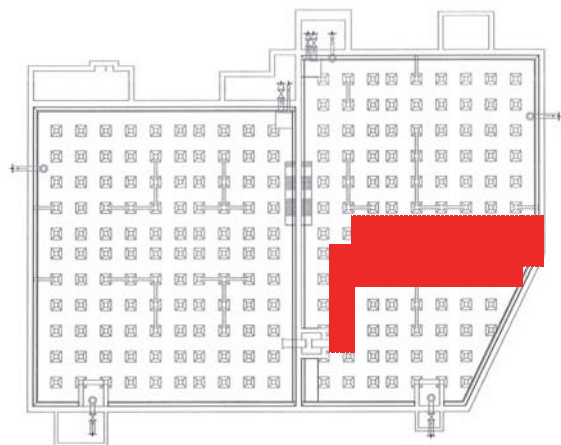


図-5 塗膜除去した配水池の平面図
（赤色部分は天井用WJ装置による施工箇所）



写真-7 施工状況（塗膜除去）

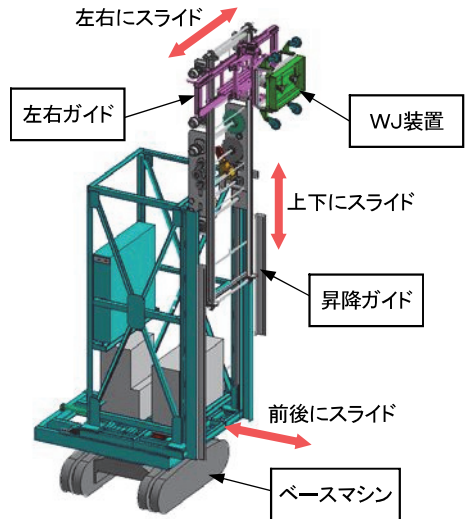


図-6 壁・柱用WJ表面処理機



写真-8 施工状況（研掃）



写真-10 壁・柱用WJ表面処理機の施工状況



写真-9 施工状況（塗膜除去）

5.2 塗膜除去

施工は、図-5に示す床版全面の範囲にミスト・粉塵対策（バキュームによる吸引）を適用して行った。なお、床用WJ表面処理機の移動速度は、施工前に行った塗膜除去確認試験より0.8m/minとした。その結果、床用WJ表面処理機による塗膜除去の処理能力は、人力に比して向上した。また、ミスト・粉塵対策により作業環境の改善が図れた。

6. 壁・柱用WJ表面処理機との併用

図-6に示す壁・柱用WJ表面処理機は既に実用化されており（写真-10）、処理能力は、人力によるハンドガンタイプよりも研掃で約2.0倍、塗膜除去で約1.4倍であった²⁾³⁾。今回開発された天井用および床用WJ表面処理機と合わせて、コンクリート構造物の表面処理を効率的に施工できることが可能となった。

7. 結論

天井用と床用のWJ表面処理機を開発し、実工事に適用した。その結果、従来のハンドガン等の人力施工に比べて以下の点で優れていることが確認できた。

- i. コンクリート表面における凸凹の程度が均一になり、仕上がり面の品質のばらつきが改善され、処理面と後打ちコンクリートとの付着強度が向上した
- ii. ミストや粉塵等の飛散が抑制され、高所作業の必要がなくなり、作業環境が改善した

8. あとがき

今後は、さらなる改良、改善点を抽出し、施工効率の向上を図るとともに、配水池以外の構造物に適用し、用途の拡大を図っていきたい。

【参考文献】

- 1) 例えば、NEXCO 東日本・NEXCO 中日本・NEXCO 西日本、「構造物施工管理要領」、pp.3-12、2012.7
- 2) 石井敏之、白石祐彰、森本克秀、川西健之、「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・柱部用表面処理機の性能評価試験－」、奥村組技術年報、No37、pp.80-85、2012.9
- 3) 石井敏之、森本克秀、川西健之、「壁・柱部用ウォータージェット表面処理機の開発」、第 13 回建設ロボットシンポジウム、pp.143-150、2012.9

保湿・保温養生マットを用いた覆工コンクリートの養生効果

Effectiveness of Moisture-retaining and Insulated Curing Mats for Curing Tunnel Lining Concrete

東 邦和* 石井敏之* 齊藤賢治**

要 旨

山岳トンネルの覆工では、養生条件を整えることによる品質向上対策が要求されている。新たに開発した養生台車は、保湿・保温機能を持つものである。養生台車の現場適用を行い、覆工コンクリートの温度、湿度、ひずみ計測および坑内の温度、湿度の計測を行った。保湿機能により、コンクリート表面の相対湿度を85%以上に保つことができ、保温機能により、コンクリート表面温度を坑内温度より3℃以上高く保持できた。保湿・保温の効果により、内部の収縮ひずみが低減し、ひび割れが抑制され、コンクリートの表面品質を向上させることができた。さらに、計測結果と湿気移動を考慮した温度応力解析結果を比較することにより、養生効果を評価した。

キーワード：覆工コンクリート、養生台車、乾燥収縮、湿気移動、温度応力解析

1. まえがき

山岳トンネルの覆工では、養生条件を整えることにより、温度変化および自己収縮・乾燥収縮を低減させる品質向上対策が要求されている。覆工の養生に関しては、様々な対策が行われており、これまでに、バルーン養生、散水養生、移動式シート養生などを実施してきたり。

新たに開発した保湿・保温機能を持つ養生マットを用いた養生台車は、養生マットと不織布を軽量のパイプフレームに貼りつけたものであり、比較的簡単な構造で、移動台車に載せて設置できる。現場適用においては、6連の養生台車により、1BL（ブロック）当たり2週間以上の養生期間を確保した。

室内試験と現場適用における計測を実施し、また湿気移動を考慮した温度応力解析によって、養生効果の確認と評価を行ったので、その結果を述べる。適用した現場の工事名称を表-1に示す。

2. 養生方法の概要

2.1 覆工コンクリートの仕様と養生方法

トンネル断面（標準部）と計測位置を図-1に示す。計測位置は SL 高さとした。養生台車の設置状況を写真-1に示す。養生台車は1BL（1連）ごとに、移動台車により移動・設置する。

覆工コンクリートの使用材料と配合を表-2に示す。

高炉セメント B 種を使用し、呼び強度 24、スランブ 15cm、粗骨材最大寸法 40mm のコンクリートである。

表-1 工事名称

工事名称	津軽ダム県道付替湯ノ沢トンネル工事
発注者	東北地方整備局津軽ダム工事事務所

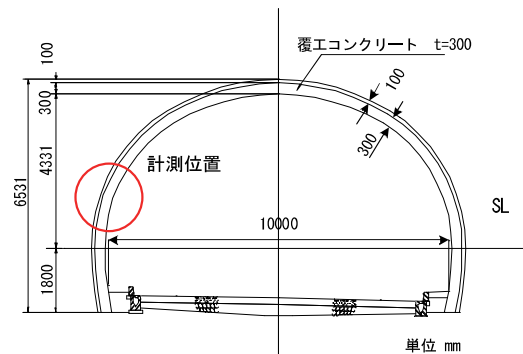


図-1 トンネル断面（標準部）と計測位置



写真-1 養生台車の設置状況

*技術研究所、**東日本支社東北支店

表-2 覆工コンクリートの使用材料と配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
		水 W	セメント C	細骨材 S1	細骨材 S2	粗骨材 G1	混和剤
55.6	43.6	161	290	630	163	1024	2.900

セメント：高炉セメントB種、密度3.04

細骨材：砂 産地：つがる市牛潟町鷺野沢 粗粒率2.0 表乾密度2.58

砕砂 産地：東津軽郡平内町内童子 粗粒率4.0 表乾密度2.68

粗骨材：碎石 産地：弘前市大字湯口字一の下山 実積率62.0 密度2.60

2.2 養生台車

養生台車の形状を図-2に示す。覆工コンクリートの1BL長は、10.5mである。養生台車は、保温マット(厚さ10mm)の表面に、水分保持用の不織布(厚さ1mm)を貼り合わせたものを、スチール製のパイプ枠に取り付けている。パイプで支えることにより、養生マットは覆工コンクリート面に密着し自立する。また、不織布への給水は、シート表面に取り付けた給水ホースによって行う。移動台車を用いて1BL分のパイプ枠の上げ下ろしを行い、レール上を最後尾のものを前方に送ることによって移動させる。また、養生台車による養生終了時に、コンクリート表面に、塗布型収縮低減剤を塗布している。

表-3 計測項目

設置位置	計測項目	計測点数	計測機器
坑内	温度湿度	1	温湿度計
覆工コンクリート	ひずみ	6	コンクリートひずみ計
	温度	6	熱電対
	温度湿度	1	温湿度計(防水処理)
	表面水分	1	表面水分計
	内部水分	1	削孔内部水分計
	強度	1	シュミットハンマー
	透気係数	1	トレント法

3. 計測方法と計測結果

3.1 計測器の配置

養生効果の把握を目的として、養生のあるBLと養生のないBLで計測を行い、結果を比較した。計測対象BLはインパルトのない区間で、覆工コンクリートの厚さは300mmである。

計測項目を表-3に、計測器の配置を図-3に示す。覆工コンクリートには、コンクリートひずみ計と熱電

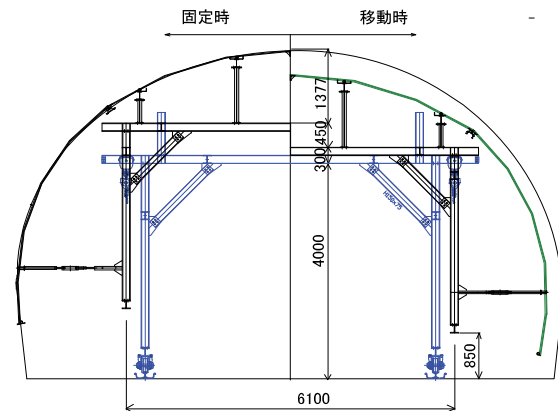


図-2 養生台車の形状

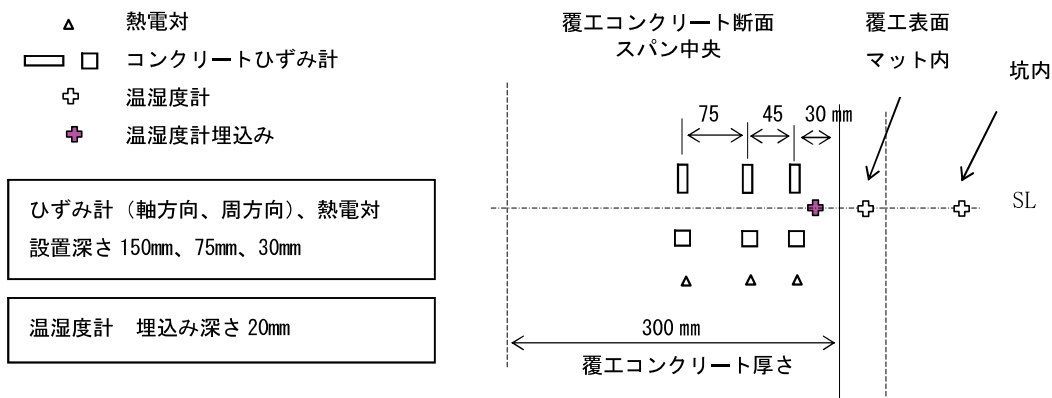


図-3 計測器の配置

対、温湿度計を埋設した。ひずみ計の設置深さは、覆工厚さの中心部 15mm、中間部 75mm、表面部 30mm の 3 段階とし、トンネル軸方向と周方向の 2 方向の計測を行った。温湿度計は、覆工コンクリート内部の温度湿度変化を計測するために、表面から深さ 20mm 位置に埋め込んだ。

コンクリートの水分計測は、電気抵抗式水分計による内部水分および高周波容量式水分計による表面水分を測定した。また、シュミットハンマーによる強度測定とトレント法による表面透気係数の測定を行った。

3.2 温度湿度の計測結果

覆工コンクリート表面から深さ 30、75、150mm 位置の温度の経時変化を図-4 に示す。本図では、重ねて示すが、養生なし BL と養生あり BL は、9 月中旬の打設であるが 8 日間の打設日の差がある。

養生なし BL の打設温度は 23.2℃、ピーク温度 47.5℃であり、養生あり BL では打設温度 21.2℃、ピーク温度 42.4℃である。養生なし BL は打設温度が高く、養生あり BL より打設後 10 日間は温度が高い。養生あり BL では養生台車（打設後 7 日～28 日設置）の設置以降は、覆工温度の低下が緩やかになり、覆工内部の深さによる温度差がなく、良好な養生効果を示した。

坑内温度、坑内湿度および覆工内部（表面から 20mm 位置に削孔して温湿度計を埋込み）の温湿度の測定値を図-5 に示す。坑内温度は 9 月中旬の 30℃から 2 か月後の 10℃に低下している。覆工コンクリート深さ 20mm 位置に設置した温湿度計の温度は、養生なし BL では坑内温度とほぼ一致して変動しているが、養生あり BL では、養生中は 3～5℃程度温度が高く推移しており、保温効果が表れている。

坑内相対湿度は、100%～50%と大きく変動している。覆工コンクリート中の湿度は、養生なし BL では、1 か月後は 90%に低下しているが、養生あり BL では、養生装置設置期間は 100%を保持している。その後は、外気湿度に近づくが、養生あり BL では、湿度の低下が遅く、保湿効果が表れている。

3.3 覆工コンクリートのひずみ計測結果

覆工コンクリート実ひずみの測定結果を、養生なし BL を図-6 に、養生あり BL を図-7 に示す。ひずみは、コンクリート温度の変化によるひずみを含んでいる。

養生なし BL では、打設時に温度上昇により約 230×10^{-6} の伸びひずみを生じた。水セメント比が 55.6% と比較的大きいことから、自己収縮は小さいと考えられ、温度下降と乾燥により時間経過と共に収縮ひずみが増大した。打設後 70 日で周方向ひずみは 150mm 深さ（中心部）で -252×10^{-6} 、30mm 深さでは -880×10^{-6} に達している。

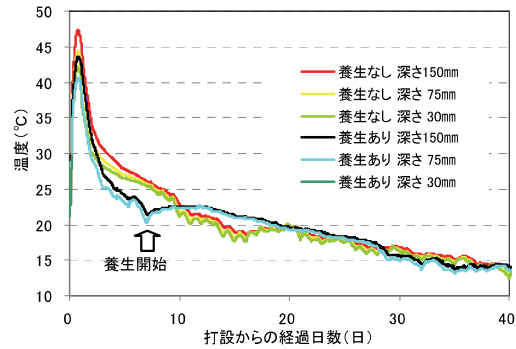


図-4 覆工内部温度

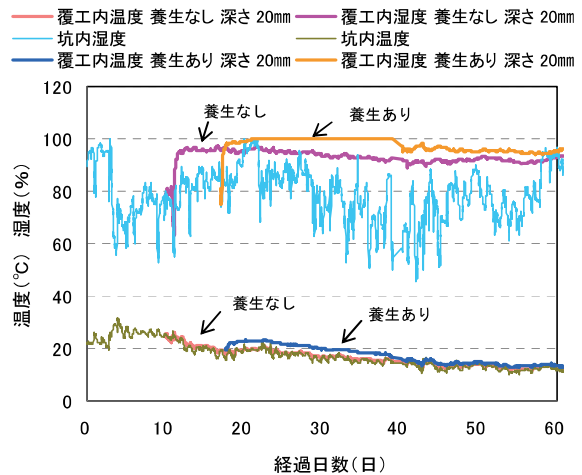


図-5 坑内および覆工内部温湿度

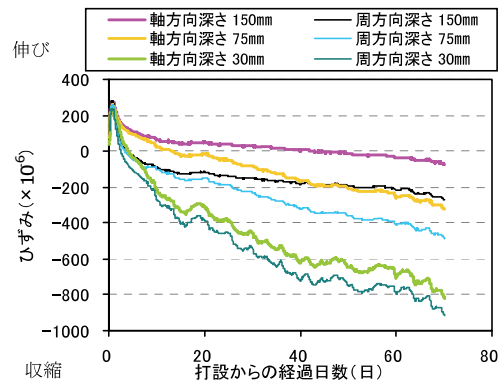


図-6 実ひずみ（養生なし BL）

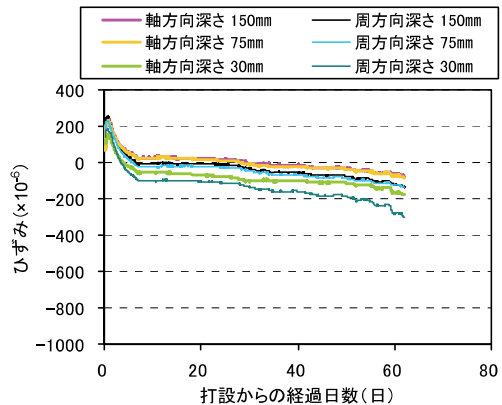


図-7 実ひずみ（養生あり BL）

本トンネルでは、周方向の覆工コンクリートの長さは約 18.5m あり、トンネル軸方向長さの 1.8 倍であり、拘束が小さいことから周方向ひずみが大きくなっている。

養生あり BL では、打設時の温度による伸びひずみは同じであるが、7 日目の養生台車の設置以降は内部のひずみの深さによる差が小さく、養生期間中はほぼ一定値となっている。また、収縮ひずみの進行が小さく、打設後 60 日で周方向ひずみは 150mm 深さ（中心部）で -135×10^{-6} 、30mm 深さでは -303×10^{-6} である。養生により、内部の乾燥は抑制されており、ひずみはひび割れの生じない大きさである。

3.4 圧縮強度と透気係数の測定結果

シュミットハンマーで測定した覆工コンクリートの圧縮強度測定値を図-8 に示す。養生あり BL では、材齢 56 日で、 29.6N/mm^2 である。養生あり BL では、養生なし BL を上回った値となった。

表面透気試験であるトレント法による透気係数測定値を図-9 に示す。透気係数は表面部の水分に影響される。いずれの BL も打設後 28 日より、56 日の方が乾燥により透気係数が大きくなっている。養生あり BL では、打設後 56 日で $0.67 \times 10^{-16} \text{m}^2$ になったが、養生なし BL の値より小さく良好である。いずれの BL も透気係数 $0.1 \sim 1 \times 10^{-16} \text{m}^2$ の値であり、透気性グレード3 の範囲で透気性評価は「一般」である²⁾。

3.5 水分量の測定結果

覆工コンクリートの SL 高さにおいて、電気抵抗式水分計をドリル削孔穴に挿入し水分測定を行った。養生なし BL と養生あり BL の水分計測結果を図-10、図-11 に示す。

打設直後の水分の値は、10%程度であるが、養生なし BL では、表面の水分の低下が早く、覆工コンクリート中心（表面から 150mm）の値も早期に 8%を下回っている。養生あり BL では養生期間中（打設後 28 日まで）は表面で 6~7%の範囲であり、覆工コンクリート中心の値も 8~10%を維持しており、乾燥の進行が遅いことが分かる。他のトンネルの測定結果では、乾燥状態が続く場合には、3 か月経過で、表面部で 4%、中心部で 6%程度に水分が低下した。

4. 湿気移動を考慮した温度応力解析による検討

4.1 覆工コンクリート解析モデルによる湿気移動の検討

覆工コンクリートの一部分を取り出した解析モデルを図-12 に示す。覆工コンクリート表面を蒸発面とした湿気移動解析を ASTEA-MACS を用いて行った。

解析条件を表-4 に示す。解析における壁体の外部相対湿度は、測定値（図-5）を用いた。相対湿度解

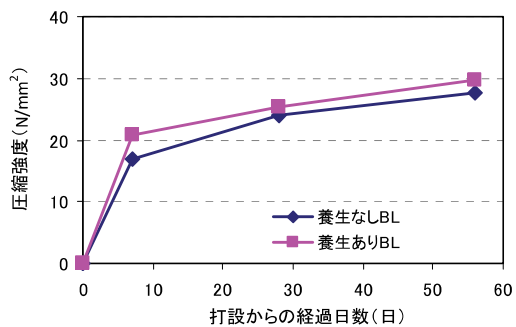


図-8 圧縮強度 (シュミットハンマー)

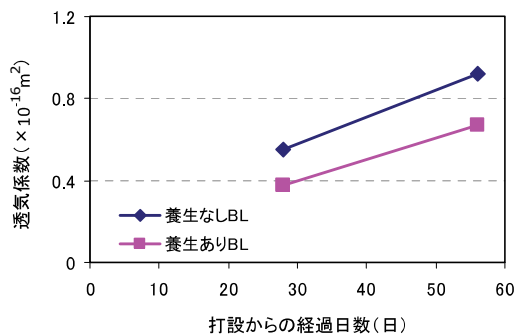


図-9 透気係数 (トレント法)

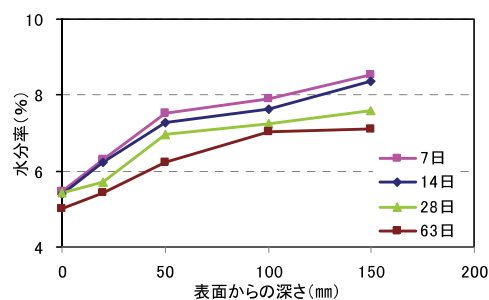


図-10 水分 (養生なし BL)

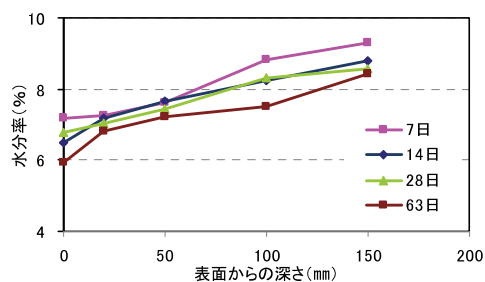


図-11 水分 (養生あり BL)

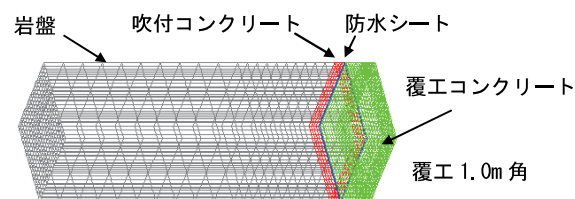


図-12 覆工コンクリート解析モデル (覆工と岩盤)

表-4 解析条件

解析	温度応力, 乾燥収縮, 自己収縮 : JCI 式
外気温	30℃~10℃
表面湿度	乾燥時 70%~湿潤時 100%
湿気移動	透湿率, 湿気容量, 蒸発率 : 標準値

析結果の「養生なし」を図-13 に、「養生あり」を図-14 に示す。

表面から 25mm 深さでは、表面の乾湿の影響を大きく受ける。表面から 50~75mm 深さでは、相対湿度の低下は見られるが、大きな低下はない。この解析結果は、養生なしの水分率(図-10)に見られる表面部 50mm までの水分が早期に低下し、それより内部は低下が遅い傾向と一致している。

養生ありの場合は、表面から 25mm 深さでは、養生期間中は外部湿度が 100%に保たれており、その期間中の内部湿度の低下は見られない。これは養生ありの水分率の低下傾向(図-11)と傾向が一致している。養生が終了すると、内部湿度の低下が起こるが、コンクリートの強度発現の大きい期間では良好な養生条件を維持できている。

コンクリートひずみの解析結果について、養生なしを図-15 に、養生ありを図-16 に示す。このモデルでは、トンネル軸方向と周方向の違いはない。養生なしの場合に、収縮ひずみの最大値は、計測結果(図-6)より小さく表面から 20mm 深さでは、約 1/2 の -400×10^{-6} である。覆工コンクリート厚さ中心の 15mm 深さでは、 -300×10^{-6} で、計測結果より少し大きく、覆工コンクリート中心部と表面部の差が小さく計算された結果になった。養生ありの場合では、養生期間中の収縮ひずみが抑制される状況が示されている。

湿気移動解析によって、内部の相対湿度の分布とコンクリートひずみの分布は計測結果と同様の傾向を示すことができ、覆工コンクリートの養生効果を表すことができた。

4.2 トンネル覆工解析モデルによる検討

トンネル覆工の解析モデルを図-17 に示す。この解析モデルでは、覆工コンクリート厚さ方向の解析要

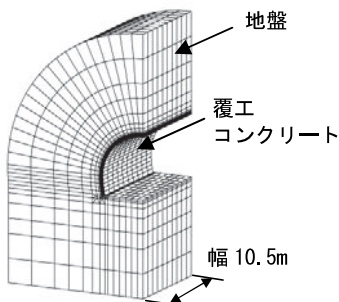


図-17 トンネル覆工解析モデル (1/2 モデル)

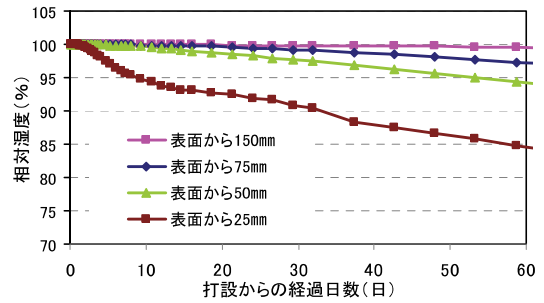


図-13 相対湿度 (養生なし)

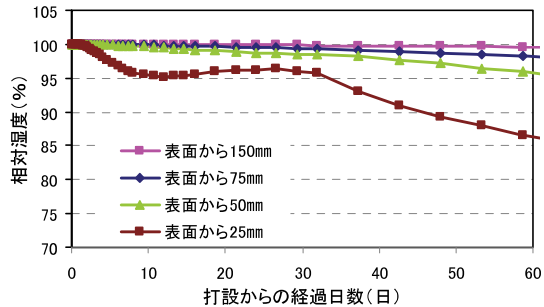


図-14 相対湿度 (養生あり)

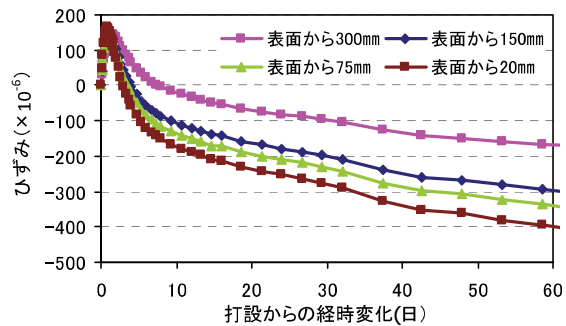


図-15 コンクリートひずみ (養生なし)

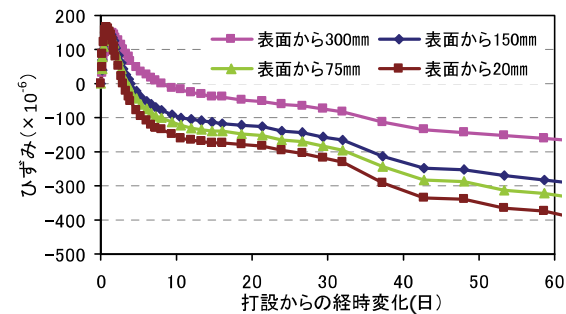


図-16 コンクリートひずみ (養生あり)

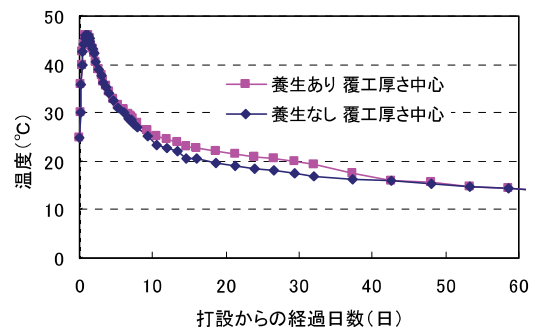


図-18 覆工コンクリート温度

素数が 6 要素（表面から 50mm ピッチ）で細かな湿度変化を示すことができないが、覆工の拘束状態を表せることから、全体の挙動を検討する。

覆工コンクリート温度解析結果を図-18 に示す。養生あり BL と養生なし BL の覆工コンクリート厚さ中心部の温度は、養生期間中は養生あり BL が高く、保温マットの効果を示している。相対湿度解析結果を図-19 に示す。養生あり BL では、覆工表面から 50mm 深さの相対湿度は、高く保持できており、測定結果と一致している。

覆工コンクリートのひずみの解析結果（軸方向）を図-20 に示す。覆工コンクリート厚さ中心部のひずみは経過 30 日で、養生なしで -210×10^{-6} であるが、養生ありでは -160×10^{-6} となり、収縮ひずみの低減が得られ、計測結果を表すことができた。

5. 使用後の養生マットの性能

現場では、覆工コンクリートの養生装置を 7~8 回転用したことから、使用したマットの表面には錆汁や傷などが見られた。また、養生時にマットをパイプ材で押しつけるため、マットの吸水性、保水性などの耐久性が劣化する可能性が考えられる。そこで、現場で使用したものと未使用（新品）のものについて、吸水と乾燥の繰返しを行い、吸水・保水性能の比較を行った。試験に用いた現場使用のものは、施工終了後に肩部と天端部の位置から切り取ったマットである。

養生マットの繰返し吸水量の測定値を図-21 に示す。初期には未使用の吸水量が大きいですが、試験の繰返しにより両者の吸水量には、大きな差がなくなる。10 回程度の転用では、マットの性能が劣化することはない。

6. まとめ

新たに開発した保湿保温養生台車を使った養生から、次の結果が得られた。

- i. 保湿効果により、コンクリート表面の相対湿度を 85%以上に保つことができた
- ii. 保温効果により、コンクリート表面温度を坑内温度より 3℃高く保持できた
- iii. 内部収縮ひずみを低減して、ひび割れ抑制の効果が得られた
- iv. 湿潤養生効果から、コンクリートの表面品質を向上させることができた
- v. 計測結果と湿気移動を考慮した温度応力解析結果を比較することにより、養生効果を評価できた

覆工表面を湿潤に保ち、表面と内部の温度差をなく

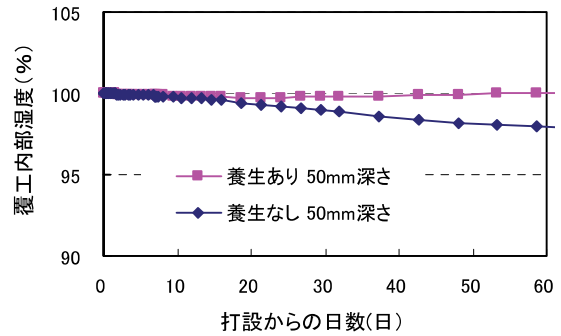


図-19 覆工コンクリート相対湿度

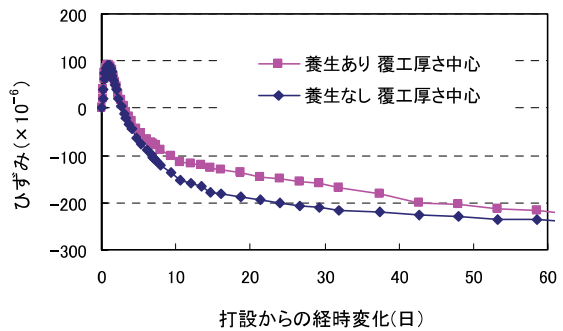


図-20 覆工コンクリートひずみ

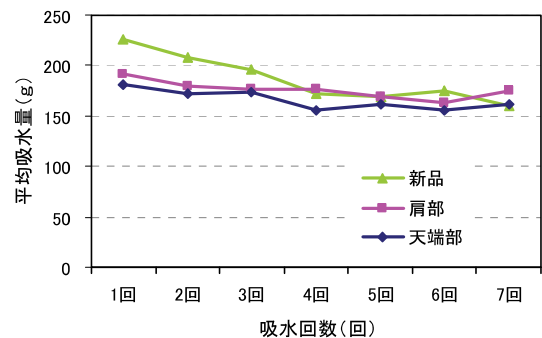


図-21 養生マットの繰返し吸水量

し、収縮ひずみの進行を遅らせることが、覆工コンクリートの品質向上に有効であることが示された。また、養生効果と乾燥収縮抑制効果を、覆工コンクリートの計測と解析の比較により検討できた。本検討を進めるに当たり、国土交通省東北地方整備局津軽ダム工事事務所のご指導を賜ったことに深く感謝する。

【参考文献】

- 1) 三澤孝史、廣中哲也、白石祐彰、東 邦和、「覆工コンクリートの養生効果について」、奥村組技術年報、No.36、2010.8
- 2) 「構造物表面のコンクリート品質と耐久性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」、土木学会、コンクリート技術シリーズ No80、2008.4

コンクリートの振動締固め方法の研究

— 内部振動機の締固め範囲と再振動締固めの実施時期について —

Study on Concrete Compaction by Vibrator

- Range of Concrete Compaction by Vibration and Timing of Re-vibration -

廣中哲也* 石井敏之* 塚本耕治* 川口昇平*

要 旨

コンクリート構造物の品質向上を目指して均質かつ密実なコンクリートを得るためには、コンクリートの締固めに用いる内部振動機の締固め効果と締固めの実施方法を明確にする必要がある。そこで、締固め範囲に着目した内部振動機の振動締固め方法および締固めの実施時期に着目した再振動締固め方法について、小型試験体を用いた室内試験を実施した。その結果、内部振動機の振動締固め方法では、内部振動機からの水平距離とコンクリート中の振動加速度による内部振動機の締固め範囲を、再振動締固め方法では、コンクリート配合と温度条件に応じた突き棒貫入量による再振動締固めの実施時期および判定方法等を明らかにした。

キーワード：振動締固め、内部振動機、加速度、再振動締固め、貫入試験、沈下ひび割れ

1. まえがき

コンクリート構造物の品質向上には、コンクリートを均質かつ密実に打込むことが重要である。最近のコンクリート構造物には、耐震設計規準の見直し、構造様式の多様化と部材の薄肉化等から、複雑な形状や高密度の鋼材が用いられることが多く、内部振動機を必要な位置と間隔で挿入できない場合や、鋼材によってコンクリートの流動が阻害されることもあり、締固め不足や充填不良等の初期欠陥が発生しやすい。そのため、良好な締固め方法が求められ、特殊な内部振動機や器具等の開発が進められている¹⁾。また、従前から再振動締固めには、コンクリート強度および鉄筋との付着強度の増加、沈下ひび割れの防止等の締固め効果があるとされてきた。しかし、コンクリートの配合、温度条件および締固め方法等の影響が多いことや、再振動締固めの実施時期が明らかになっていないことから、具体的な実施方法は示されていない²⁾。

そこで、均質で密実なコンクリートが得られる振動締固めを目的として、内部振動機の振動締固め方法と再振動締固め方法の研究を進めてきた。本報では、内部振動機の締固め方法については、小型試験体を用いた内部振動機の締固め範囲とコンクリート中の振動加速度および圧縮強度を、再振動締固め方法については、再振動締固めの実施時期と判定方法および再振動締固めの効果を述べる^{3),4)}。

2. 内部振動機の振動締固め方法

2.1 実験概要

内部振動機の締固め範囲を評価するために、無筋の小型試験体を使用して、主に内部振動機の加振時におけるコンクリート中の加速度および硬化後のコンクリートコアの圧縮強度を測定した。表-1にコンクリートの配合を示す。コンクリートは、呼び強度 24 相当の水セメント比 52.5%、実測値でスランブ 12.0cm、空気量 4.3%の土木工事では一般的な配合とした。

表-2に内部振動機と小型試験体の仕様、図-1に小型試験体形状と測定位置を示す。予備試験結果から内部

表-1 コンクリートの配合と使用材料

骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (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 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
20	12± 2.5	52.5	4.5± 1.5	44.0	165	315	796	1024	C×1.3%
コンクリートの試験結果 (実測値)			スランブ(cm)	空気量(%)	圧縮強度(N/mm ²) (材齢28日)				
			12.0	4.3	37.7		標準水中養生		
【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、密度 2.62g/cm ³ 、吸水率 1.35%、粗粒率 2.63									
粗骨材：桜川産砕石、最大寸法 20mm、密度 2.65g/cm ³ 、吸水率 0.78%、粗粒率 6.62									
混和剤：AE 減水剤：変性リグニルスルホン酸化合物、密度 1.06~1.10g/cm ³									

* 技術研究所

振動機に、直径 25mm、周波数 240Hz の棒状バイブレータを使用した。なお、内部振動機の振動数は、ダムコンクリートを除くコンクリート工事に採用されている一般的な値とした。試験体の寸法は、既往の研究³⁾を参考にし、型枠から反射する波動の影響が小さくなるように縦 1,000mm、横 1,000mm、高さ 250mm とし、試験体中央に内部振動機を垂直に 200mm 挿入して振動を加えた。

表-3 に振動締め固め方法の測定項目を示す。内部振動機から伝播するコンクリート中の加速度により締め固め範囲を評価するために、内部振動機先端と先端から 100mm の位置に 3 軸圧電式加速度計およびコンクリート中の深さ 125mm で試験体中央から 100mm 間隔の位置に 1 軸圧電式加速度計を設置した。また、硬化後のコンクリート圧縮強度を測定するために、試験体中央から 100mm 間隔で直径 75mm、高さ 150mm のコンクリートコアを採取した。

2.2 実験結果

スラブ 12cm のコンクリートに直径 25mm、周波数 240Hz の内部振動機を使用した場合の加振時間とコンクリート中の最大加速度の関係を図-2、内部振動機からの水平距離とコンクリート中の最大加速度の関係を図-3 に示す。内部振動機の加振時間の経過に伴ってコンクリート中の加速度は低下し、加振時間 20 秒以降でほぼ一定の値を示していることがわかる。これは、締め固めが進行し、コンクリートが密な状態になったことに対応している。また、内部振動機から離れるにしたがってコンクリート中の最大加速度は低下し、コンクリート中の振動が振動機からの距離によって減衰することがわかる。これは、コンクリートの粘性に起因する材料による減衰と振動が空間に拡散する幾何学的な減衰とからなる距離減衰であると考えられる³⁾。

図-4 に内部振動機からの水平距離と「JIS A 1132 コンクリート強度試験用供試体の作り方」に準拠した円柱試験体（以後、標準試験体と称す）に対するコア試験体の硬化特性の比を示す。標準試験体に対するコア試験

表-2 内部振動機と小型試験体の仕様

項目	仕様ほか
内部振動機	<ul style="list-style-type: none"> 棒状バイブレータ：電圧 100V、直径 25mm、周波数 240Hz 設置位置：試験体中央のコンクリート表面から垂直に 200mm 挿入
小型試験体	<ul style="list-style-type: none"> 無筋：縦 1,000mm×横 1,000mm×高さ 250mm 型枠面から反射する振動を防止するため、型枠内面に 50mm の発泡スチロール板を貼付した

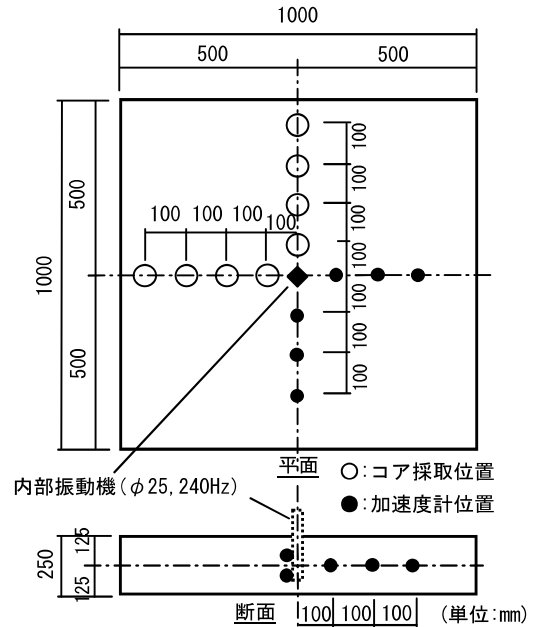


図-1 小型試験体形状と測定位置

表-3 振動締め固め方法の測定項目

測定項目		測定方法ほか
加速度	内部振動機	<ul style="list-style-type: none"> 3 軸圧電式加速度計（最大測定加速度 10,000m/s²、測定周波数 3Hz~3kHz） 内部振動機先端と先端から 100mm に設置 試験体中央に内部振動機先端を 200mm 挿入
	コンクリート中	<ul style="list-style-type: none"> 1 軸圧電式加速度計（最大測定加速度 20m/s²、測定周波数 1Hz~1kHz） 深さ 125mm で試験体の中央から 100mm 間隔に設置
コアの密度、圧縮強度、静弾性係数		<ul style="list-style-type: none"> 材齢 28 日で直径 75mm×高さ 150mm のコア 試験体中央から 100mm 間隔で採取

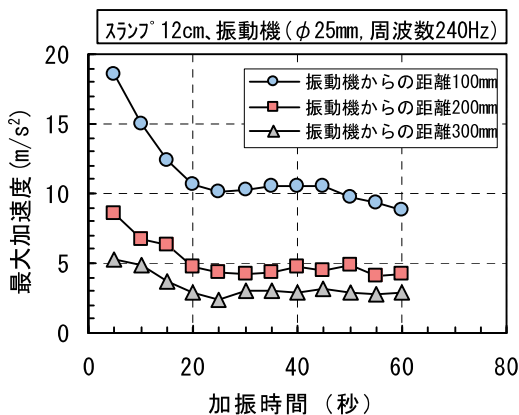


図-2 内部振動機の加振時間と最大加速度

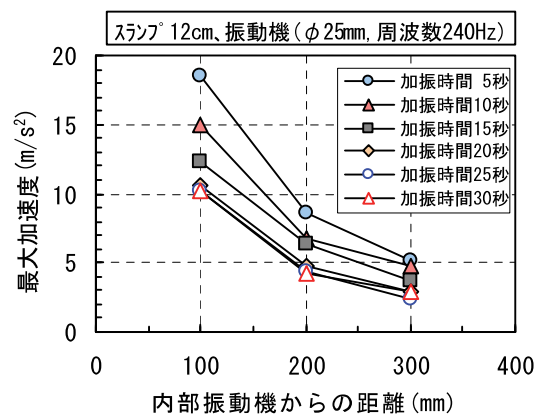


図-3 内部振動機からの水平距離と最大加速度

体の比は、密度および圧縮強度では内部振動機からの水平距離で 200mm 以降、静弾性係数では 300mm 以降でほぼ一定の値を示している。また、標準試験体の硬化特性に対するコア試験体の比が 1.0 以上を示す内部振動機からの水平距離は 100mm となっている。したがって、スランプ 12cm のコンクリートに直径 25mm、周波数 240Hz の内部振動機を使用した場合、図-3を参照すると、締固めが影響する範囲は内部振動機からの水平距離 200mm 程度で、コンクリート中の加速度は 4m/s² 以上、締固めにより硬化特性が標準試験体と同等以上になる範囲は 100mm 程度で、コンクリート中の加速度は 10m/s² 以上であることがわかる。これにより、内部振動機からの水平距離とコンクリート中の振動加速度の関係から、締固めにより硬化特性が標準試験体と同等以上となる範囲を判定できる。

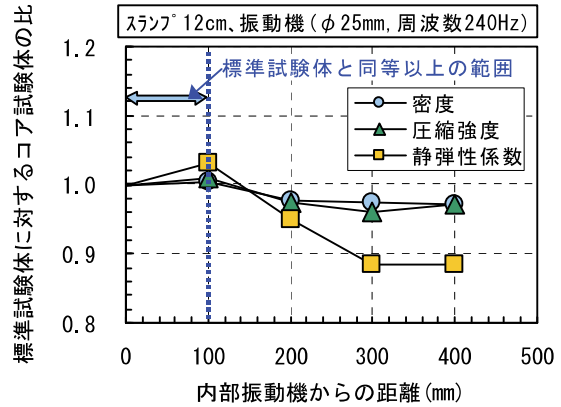


図-4 内部振動機からの水平距離と硬化特性の比

3. 再振動締固め方法

3.1 実験概要

再振動締固めの実施時期と判定方法について、再振動締固めの有無と実施時期、コンクリートの配合と養生温度をパラメータとした室内試験を実施し、コンクリートの貫入抵抗、突き棒貫入量および圧縮強度を測定した。また、再振動締固めの効果について、鉄筋下面のコンクリート厚をパラメータとした室内試験を実施し、コンクリート表面に発生した沈下ひび割れを測定した。

表-4に再振動締固めに用いたコンクリートの配合を示す。コンクリートは、土木工事のコンクリート構造物に用いられる呼び強度 21~27 相当の水セメント比 50~55%とスランプ 8~15cm を組み合わせた 5 種類の配合とし、単位水量は 165kg/m³ の一定とした。なお、各配合のスランプおよび空気量の実測値は目標値を満足した。

表-5に再振動締固めの実験条件を示す。内部振動機には、再振動締固めの実施時期と判定方法の実験および再振動締固め効果の実験の両方で直径 25mm、周波数 240Hz の棒状バイブレータを使用した。

再振動締固めの実施時期と判定方法の実験では、コンクリートの養生温度を 10、20、30℃の 3 種類とし、再振動締固めの実施時期を再振動締固めなしの場合を含めて、練混ぜ完了後から 1 時間ピッチで 5 時間後までの 6 種類とした。なお、練混ぜ完了から 5 時間前後の通常のコンクリートは、凝結の始発状態にあり、再振動締固めを行うことができる限界の硬さにほぼ等しいとされている⁵⁾。締固め方法は、「コンクリート標準示方書 施工編」の締固めの目安を参考²⁾に、予備試験により決定した。所定の実施時間が経過した試験体の中央から底面直前までバイブレータを挿入後、5 秒間締固めを行い、引き抜いた。なお、比較用に再振動締固めを実施しない試験体も作製した。再振動締固め効果の実験では、図-

表-4 再振動締固めのコンクリートの配合と使用材料

骨材最大法 (mm)	スランプ (cm) *1	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%) *1	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)					圧縮強度 (N/mm ²) *2
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	
20	12±2.5 10.5	50.0	4.5±1.5 4.2	43.0	165	330	772	1032	C×1.3%	43.3
20	12±2.5 12.5	52.5	4.5±1.5 4.9	44.0	165	314	796	1021	C×1.3%	38.3
20	12±2.5 11.5	55.0	4.5±1.5 4.7	45.0	165	300	820	1009	C×1.3%	38.4
20	8±2.5 9.0	52.5	4.5±1.5 4.4	46.0	165	314	832	984	C×1.3%	36.7
20	15±2.5 14.5	52.5	4.5±1.5 4.2	42.0	165	314	760	1057	C×1.3%	38.8

【使用材料】
 セメント：普通ポルトランドセメント、密度 3.16g/cm³
 細骨材：富津産山砂、密度 2.62g/cm³、吸水率 1.35%、粗粒率 2.63
 粗骨材：桜川産碎石、最大寸法 20mm、密度 2.65g/cm³、吸水率 0.78%、粗粒率 6.62
 混和剤：AE 減水剤、変性リグニンスルホン酸化合物、密度 1.06~1.10g/cm³

*1) 上段：目標値、下段：実測値 *2) 材齢 28 日、標準水中養生

表-5 再振動締固めの実験条件

区分	項目	実験条件
共通	内部振動機	棒状バイブレータ：電圧 100V、直径 25mm、周波数 240Hz
	配合	水セメント比 (50%, 52.5%, 55%) スランプ (8cm, 12cm, 15cm)
再振動締固めの実施時期と判定方法	再振動の実施時期	6 水準 (なし、練混ぜ完了後 1, 2, 3, 4, 5 時間)
	養生温度	3 水準 (10℃, 20℃, 30℃)
	締固め方法	・コンクリート標準示方書施工編の締固めの目安を参照 ・試験体底面までバイブレータを挿入後、5 秒間締固めを行い、引き抜く ・バイブレータの挿入速さは、1 秒間に 100mm 程度 ・比較用に再振動締固めを実施しない試験体を作製
再振動締固め効果	配合	水セメント比 52.5%一定
	再振動の実施時期	練混ぜ完了後から 2 時間
	養生温度	20℃
	締固め方法	・再振動締固めの実施時期と判定方法の実験と同様 ・内部振動機が鉄筋に接しないように実施 ・表面仕上げは実施しない

5に示すように試験体を縦200mm、横200mmとし、かぶり厚50mmの位置に直径13mmの異形鉄筋を水平に設置して、鉄筋下面からのコンクリート厚を100mm、200mm、300mmの3種類とした。異形鉄筋は、リブを左右並行、フシを上下方向となるように設置した。コンクリートの養生温度を20℃の一定、再振動締固めの実施時期を再振動締固めの実施時期と判定方法の実験結果を参考に、練混ぜ完了後から2時間後の一定とした。締固め方法は、内部振動機が鉄筋に接しないように、再振動締固めの実施時期と判定方法の実験と同様に実施し、コンクリートの表面仕上げは、硬化後の沈下ひび割れを測定するために実施しなかった。

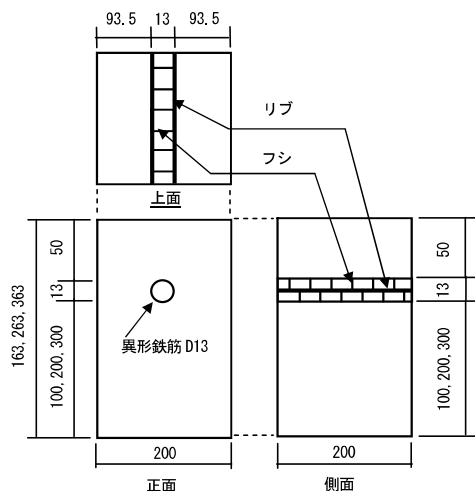


図-5 再振動締固めの効果用の試験体形状と寸法

表-6に再振動締固めの測定項目と方法を示す。再振動締固めの実施時期を判断するために、現場でも容易にコンクリートのワーカビリティを測定できる貫入抵抗および突き棒貫入量を練混ぜ完了後から測定した。貫入抵抗は、「JIS A1147 コンクリートの凝結時間試験方法」に準じてプロクター貫入試験機で測定した。突き棒貫入量は、図-6に示すようにコンクリート面に突き棒を自由落下させて、その貫入量を測定した⁹⁾。沈下ひび割れは、スケールによるひび割れ長さの測定と写真およびスケッチによる記録を実施した。

表-6 再振動締固めの測定項目と方法

測定項目	試験方法ほか
貫入抵抗	<ul style="list-style-type: none"> ・ JIS A 1147 コンクリートの凝結時間試験方法に準拠 ・ 試験体寸法 150×150×530mm ・ 練混ぜ完了後から60分間隔で測定
突き棒貫入量	<ul style="list-style-type: none"> ・ 試験体寸法 300×300×300mm ・ JIS A 1101 に準じた突き棒を自由落下させて、貫入量を測定 ・ 練混ぜ完了後から30分間隔で測定
圧縮強度	<ul style="list-style-type: none"> ・ 試験体寸法 直径125×250mmの円柱試験体 ・ 材齢28日の水中養生後に圧縮試験を実施
ひび割れ長さ	<ul style="list-style-type: none"> ・ スケールによるひび割れ長さの測定 ・ 試験体寸法 図-5参照 ・ 写真およびスケッチによる記録

3.2 実験結果

図-7に水セメント比、スランブおよびコンクリートの養生温度をパラメータとした場合の練混ぜ完了からの再振動締固め実施時期と圧縮強度の関係を示す。再振動締固めの実施時期の経過に伴って圧縮強度は10~20%増加し、最大値を示した後に低下傾向を示している。圧縮強度が最大となる再振動締固めの実施時期は、水セメント比、スランブおよび養生温度の影響により練混ぜ完了後から1~3時間と変動しており、水セメント比およびスランブに比べて養生温度の影響が大きいことがわかる。これは、セメントの水和反応の温度依存性が高いことに起因する。また、最大値以降の圧縮強度低下の原因として、写真-1のようにセメントの凝結の進行によりコンクリート表面がブリーディング水で覆われて内部振動機を引き抜いた穴が残らない状態から、ブリーディン

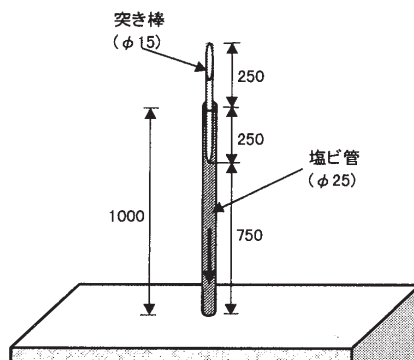


図-6 突き棒を用いた貫入試験方法

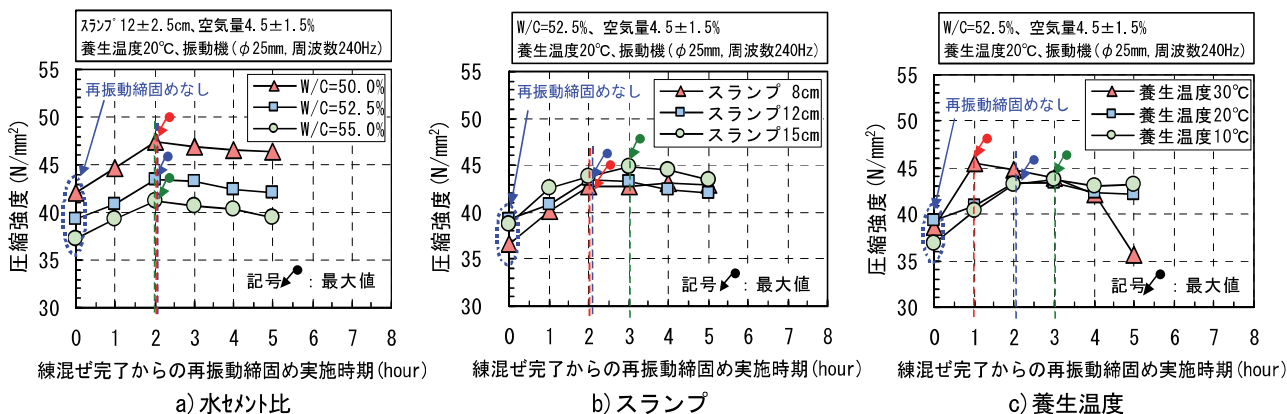
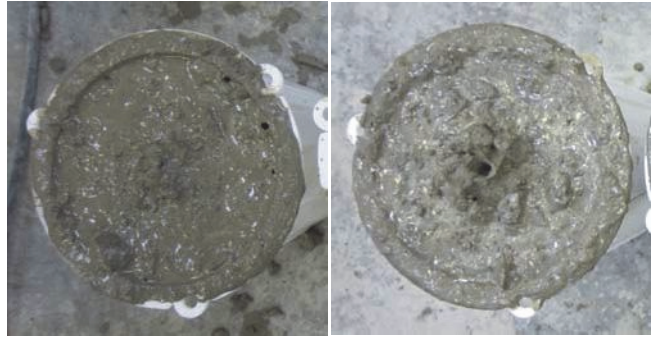


図-7 各種要因における再振動締固めの実施時期と圧縮強度

グ水がなくなり内部振動機を引き抜いた穴が残り初期欠陥となることが考えられる。なお、再振動締固め後の圧縮強度が最大値以降も再振動締固めなしよりも大きな値を示しており、内部振動機を引き抜いた穴が残る状態でも、再振動締固めによりコンクリート中の空気や余剰水が抜け出すことがわかる。

図-8 に水セメント比をパラメータとした練混ぜ完了からの経過時間と貫入抵抗の関係、図-9 に水セメント比をパラメータとした練混ぜ完了からの経過時間と突き棒の貫入量の関係を示す。コンクリートの凝結時間の判定に用いられる貫入抵抗は、練混ぜ完了から5時間以降で明確な増加を示し、水セメント比が小さいほど貫入抵抗の増加傾向が大きくなっている。コールドジョイント防止の判定に用いられる突き棒の貫入量は、練混ぜ完了直後から3時間程度まで大きな減少傾向を示し、その後は収束している。また、水セメント比が小さいほど突き棒の貫入量の減少傾向が大きくなっている。さらに、スランブおよび養生温度をパラメータとした場合も同様な結果が得られたことから、再振動締固めの実施時期を判定する方法として、再振動締固めにより圧縮強度が最大となる練混ぜ完了後から1~3時間に測定値の変化割合が大きい突き棒貫入量を採用する。

図-10 に水セメント比をパラメータとした場合の再振動締固めによる圧縮強度最大時の突き棒貫入量と練混ぜ完了からの経過時間の関係、表-7 に内部振動機を引き抜いた穴が残る時期を考慮した水セメント比、スランブおよび養生温度による再振動締固めの実施時期と突き棒貫入量を示す。圧縮強度が最大となる再振動締固めの



1) 練混ぜ完了直後 2) 練混ぜ完了から2時間後
写真-1 内部振動機を引き抜いた穴の状況

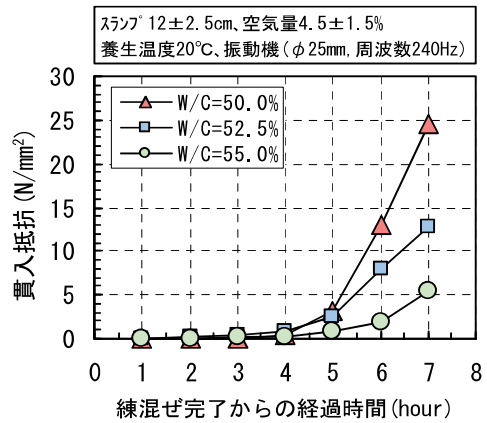


図-8 練混ぜ完了からの経過時間と貫入抵抗(水セメント比)

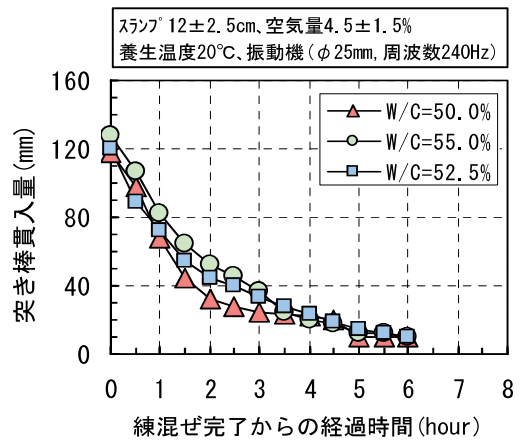


図-9 練混ぜ完了からの経過時間と突き棒貫入量(水セメント比)

表-7 再振動締固めの実施時期と突き棒貫入量

要因	練混ぜ完了からの経過時間 (hour)			③ 再振動締固めの実施時期 (hour) (①または②の短い方)	④ 突き棒貫入量 (③の時期)
	① 圧縮強度の最大時	② 振動機の引抜き穴が残る時期			
水セメント比	50.0%	2.0	2.0	2.0	35mm
	52.5%	2.0	2.5	2.0	45mm
	55.0%	2.0	3.5	2.0	50mm
スランブ	8cm	2.0	2.5	2.0	40mm
	12cm	2.0	2.5	2.0	45mm
	15cm	3.0	2.5	2.5	50mm
養生温度	10°C	3.0	3.5	3.0	40mm
	20°C	2.0	2.5	2.0	45mm
	30°C	1.0	1.5	1.0	40mm

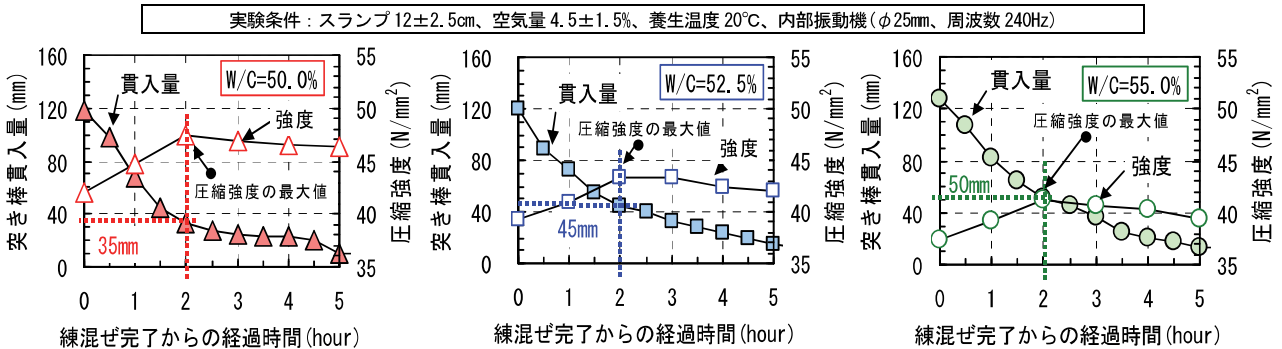


図-10 再振動締固めによる圧縮強度最大時の突き棒貫入量と練混ぜ完了からの経過時間(水セメント比の影響)

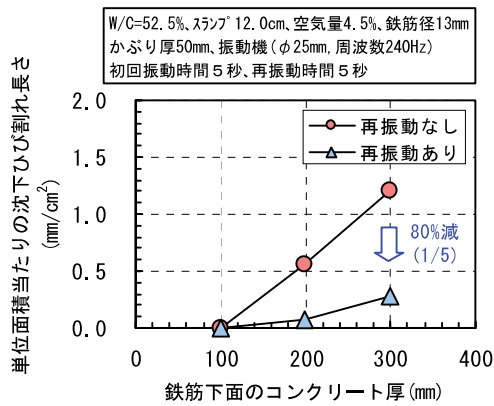


図-11 鉄筋下面のコンクリート厚と沈下ひび割れ長さ

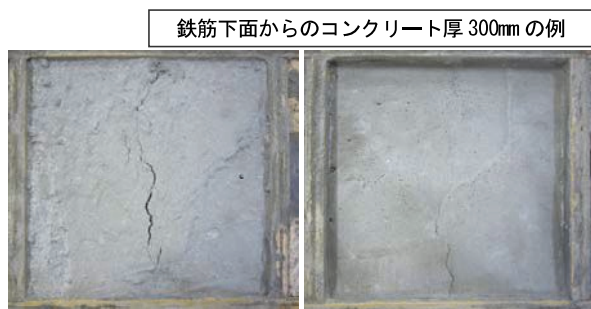


写真-2 再振動締固めの有無による沈下ひび割れ状況

実施時期は練混ぜ完了後から 1~3 時間、突き棒貫入量は 35~50mm となり、各種要因に応じた再振動締固めの実施時期と突き棒貫入量を整理できた。これにより、今回の実験の範囲では、突き棒貫入量を 50mm 以上とすることでコンクリート配合および養生温度に関係なく、内部振動機を引き抜いた穴による初期欠陥のない良好な圧縮強度となる再振動締固めを実施できる。

図-11 に再振動締固めの有無による鉄筋下面のコンクリート厚と単位面積あたりの沈下ひび割れ長さの関係、写真-2 に再振動締固めの有無による沈下ひび割れ状況を示す。単位面積あたりの沈下ひび割れ長さは、試験体表面の沈下ひび割れ総延長を試験体の表面積で除して算出した。鉄筋下面のコンクリート厚の増加に伴って単位面積あたりの沈下ひび割れ長さも増加している。再振動締固めにより、単位面積あたりの沈下ひび割れ長さは、再振動締固めなしに比べて 80%減少した。これにより、鉄筋下面に発生するブリーディング水による空隙も減少し、鉄筋の付着力も改善すると考えられる⁷⁾。

4. まとめ

小型試験体を用いた内部振動機の締固め範囲、再振動締固めの実施時期と判定方法およびその効果に関する室内試験を行い、以下の結果を得た。

- i. 呼び強度 24 相当のコンクリートに一般的な内部振動機 (直径 25mm、周波数 240Hz) を用いた場

合、内部振動機からの水平距離とコンクリート中の加速度の関係から、締固めにより硬化特性が標準養生試験体と同等以上になる範囲を判定できる

- ii. 再振動締固めの実施時期を判定する方法として、再振動締固めにより圧縮強度が最大となる練混ぜ完了後から 1~3 時間に測定値の変化割合が大きい突き棒貫入量を採用した
- iii. 圧縮強度が最大となる再振動締固めの実施時期と突き棒貫入量の関係から、突き棒貫入量を 50mm 以上とすることで、コンクリートの配合および養生温度に関係なく、初期欠陥のない良好な圧縮強度が得られる再振動締固めを実施できる
- iv. 再振動締固めにより圧縮強度は 10~20%増加し、単位面積あたりの沈下ひび割れ長さは 80%減少する

以上の結果から、コンクリート中の振動加速度から得られる適切な締固め間隔で内部振動機による振動締固めを行い、再振動締固めの実施時期を突き棒貫入量により管理することで、均質かつ密実なコンクリートが得られ、コンクリート構造物の品質が向上する。

5. あとがき

コンクリートの振動締固め方法について、内部振動機の締固め範囲、再振動締固めの実施時期と判定方法およびその効果をまとめることができた。今後は、振動締固めによるコンクリートの品質向上を目指して、現場等の施工部門への展開を図りたい。

【参考文献】

- 1) 近松竜一ほか、「コンクリートの締固め作業を効率化-新型高性能パイプレータの開発」、セメント・コンクリート、No.766、pp.33-39、2010.12
- 2) 土木学会、「2007年制定 コンクリート標準示方書 施工編」、pp.121-122、2008.3
- 3) 村田二郎、「コンクリート振動機の知識」、コンクリート工学、Vol.33、No.8、pp.26-34、1995.8
- 4) 三坂岳広ほか、「再振動締固めによるコンクリートの均一性の確保に関する考察」、佐藤工業技術研究所報、No.36、pp.21-26、2011
- 5) 西林新蔵ほか、「コンクリート工学ハンドブック」、朝倉書店、pp.309-310、2009.10
- 6) 土木学会、「103 コンクリートライブラリー コンクリート構造物のコールドジョイント問題と対策」、pp.53-54、2000.7
- 7) 大塚晋也ほか、「鉄筋とコンクリートの付着応力-すべり関係に及ぼすブリーディングの影響」、日本建築学会四国支部研究報告集、pp.11-12、2010.4

増粘剤系中流動覆工コンクリートの施工

Construction of Tunnel Lining with Middle Performance Concrete using Superplasticizer mixed with Viscosity Agent

松田敦夫* 大野和民** 竹本光慶*** 廣中哲也****

要 旨

流動性と材料分離抵抗性を増粘剤添加タイプの混和剤で付与した中流動覆工コンクリートを、舞鶴若狭自動車道田上トンネルの鉄筋区間に試験的に採用した。通常の繊維補強覆工コンクリートから混和剤を変更するだけでトンネル施工管理要領の基準を満足する中流動覆工コンクリートが製造できた。配合の特徴や強度発現性状、製造から打ち込みまでの運搬・繊維投入・ポンプ圧送といったステップごとの変動を考慮した管理範囲の設定、打ち込み時の側圧や型枠パイプレータにより型枠に作用する加速度分布、日常管理試験の結果や硬化後の均質性、表面の仕上がりなど中流動覆工コンクリートの特性や施工時の留意点をまとめた。

キーワード：中流動覆工コンクリート、増粘剤、型枠パイプレータ、経時変化、均質性

1. まえがき

山岳トンネルの覆工コンクリートは、狭隘な型枠内での締固め作業が必要なことから、不具合の発生しやすい部位がいくつも存在する。そのため、覆工の長期耐久性を維持するために移動式型枠の構造やパイプレータの改良、コンクリート材料や打ち込み方法の工夫が進められてきたが、近年、充填性能と分離抵抗性能の高い中流動覆工コンクリート（以下、中流動コンクリートと表記）を型枠パイプレータで締固める工法が開発された¹⁾。

中流動コンクリートには粉体系と増粘剤系の2つのタイプがあるが、本稿では舞鶴若狭自動車道田上トンネル(写真-1)の鉄筋区間の覆工に採用した増粘剤系の中流動コンクリートについて報告する。

2.1 使用材料の選定

トンネル施工管理要領²⁾（以下、「要領」と表記）によると中流動コンクリートは「スランプ15cmの普通コンクリートとスランプフロー65cmの高流動コンクリートの中間的な性状を有するコンクリート」と説明されている。この違いをスランプ試験の試料断面で表すと、図-1となる。自己充填する高流動コンクリートより安価で、通常コンクリートより軽微な振動締固めで耐久性のあるコンクリートが打設できる（図-2参照）。

中流動コンクリートは、混和剤により流動性を大きくすることで高まる材料分離のリスクを、粉体系では石粉、石炭灰といった混和材で、また、増粘剤系では水中不分離コンクリートや高流動コンクリートで多くの使用実績



写真-1 田上トンネル抗口

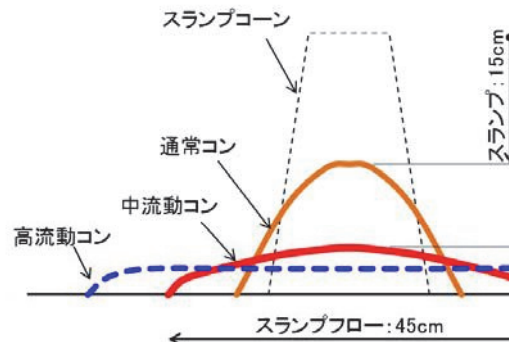


図-1 スランプ試験後の試料断面

2. 中流動コンクリートの諸特性

*東日本支社土木技術部 **東北支店土木部 ***東日本支社土木第1部 ****技術研究所

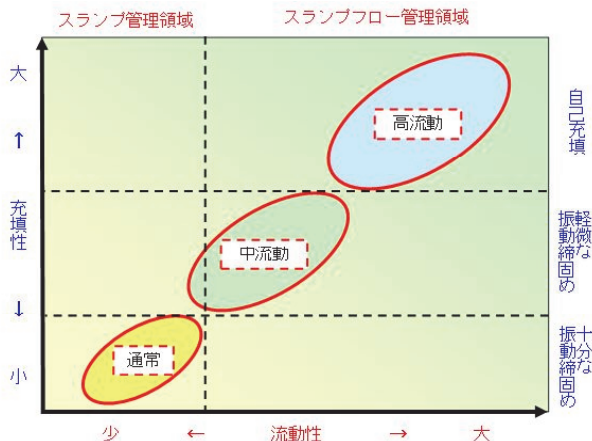


図-2 流動性と充填性による分類



図-3 本坑施工までの実施フロー

がある増粘剤により粘性を大きくすることで回避している。本工事では、一液タイプの増粘剤添加型高性能減水剤³⁾を使用した中流動コンクリートを採用し、図-3に示すようにその有効性を室内試験・実機試験・避難連絡坑で確認した後、本坑を施工した。

2.2 配合設計

本工事の通常配合（繊維補強覆工コンクリート：T3-1）と中流動コンクリートの配合を表-1に示す。中流動コンクリートは、通常配合と水・セメント・骨材・短繊維の単位量が同一で、通常配合に使用したポリカルボン酸系高性能 AE 減水剤を増粘剤添加型高性能減水剤に変更するだけで、要領で規定される表-2の基準を満足する配合が得られた。これは通常配合の単位セメント量が 340kg と十分な粉体量であったことによる。したがって、増粘剤系では混和剤タンクの切り替えのみでどちらの配合も製造可能である。室内試験で作製した供試体の強度試験では表-3に示すように、それぞれの配合による圧縮強度・曲げ靱性係数の違いはほとんどない。

2.3 フレッシュコンクリートの管理値の設定

表-2の*印の基準は「打込み箇所」で採取した試料が対象である。通常配合においても運搬・短繊維投入・ポンプ圧送による特性の変化を製造時に考慮するが、中流動コンクリートの経時変化のデータは少ない。特に充

表-1 配合と使用材料

	単位量 kg/m ³					
	W	C	S	G	Sp	Fb
通常 (T3-1)	175	340	988	908	3.40 (1.0%C)	2.73
中流動	175	340	988	908	5.78 (1.7%C)	2.73

W：地下水 C：普通ポルトランドセメント(密度 3.16) S：砕砂(密度 2.69),陸砂(密度 2.55),混合比 65：35 G：碎石(密度 2.91 最大寸法 20mm) Sp：[通常]高性能 AE 減水剤 [中流動]増粘剤含有高性能減水剤 Fb：ポリプロピレン(密度 0.91,繊維長 47mm)

表-2 配合決定のための基準

項目	基準値
材齢 28 日圧縮強度	18N/mm ²
スランブ	21.0±2.5cm *
スランブフロー	35~50cm *
加振変形後の広がり	10±3cm
U 形充填高さ(障害なし)	280mm 以上
空気量	4.5±1.5% *
最大塩化物含有量	300g/m ³
材齢 28 日の曲げ靱性係数	1.40N/mm ²

表-3 強度試験の結果 単位 N/mm²

繊維	試験項目	通常	中流動
なし	4 週圧縮強度	40.5	40.2
	4 週圧縮強度	39.6	39.2
あり	靱性係数	2.08	1.76

表-4 実機試験結果で定めた目標値

ステージ	製造	現場到着	繊維投入後	筒先
スランブ cm	22 以上	22.5±2.5	21.5±2.5	21.0±2.5
スランブフロー cm	50~65	45~60	40~55	35~50
空気量 %	4.5±1.0	4.5±1.5	4.5±1.5	4.5±1.5
加振変形量 cm	—	—	10±3	—
U形充填高 cm	—	—	28 以上	—

填性能への影響が大きく、管理範囲が 35~50cm と大きいスランブフローは各施工ステップで明確にしておく必要がある。そこで、室内試験・実機試験の結果をもとに表-4の目標値を設定し、避難連絡坑の施工を行った。図-4、図-5にスランブフローと空気量の経時変化を示す。スランブフローでは製造直後から筒先までのロスが 1 台目 12.5cm、2 台目 13.9cm、空気量では 1.0%、0.7%となったことから、表-4の設定は妥当であるとして本坑の管理値として採用した。

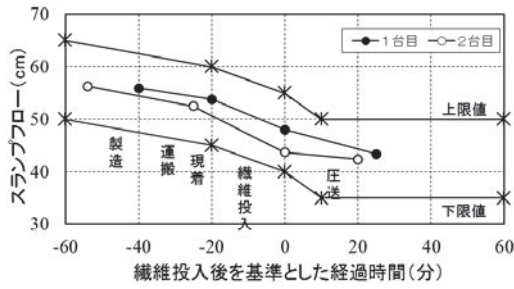


図-4 スランプフローの経時変化

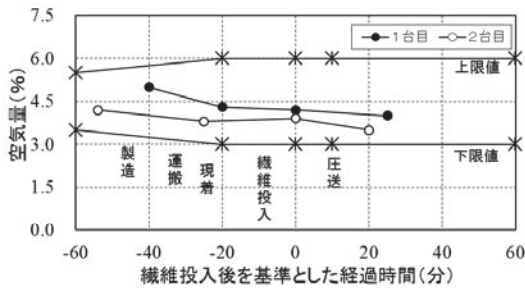


図-5 空気量の経時変化

2.4 強度発現性状

図-6 に実機試験における積算温度と若材齢の圧縮強度の関係、図-7 に室内試験における材齢と強度の関係を示す。一般的に、化学混和剤の使用量が多くなるとセメントの水和反応が遅れるが、通常配合と中流動に強度の違いはなかった。型枠の脱型時間や脱型後の養生方法は同じで良いことがわかる。

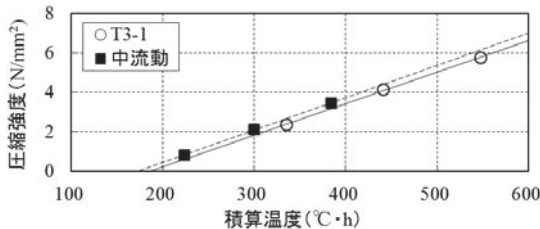


図-6 若材齢強度と積算温度の関係

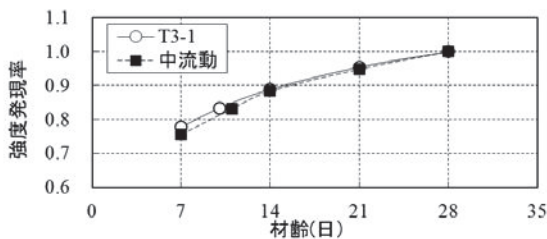


図-7 材齢と圧縮強度の関係

3. 施工時の特徴

3.1 型枠の表面加速度分布

本工事では文献⁴⁾を参考に、トンネル軸方向 3m、断面方向 2m 程度の間隔で型枠バイブレータの設置を計画し、避難連絡坑の施工で充填できることを目視にて確認した。本坑の施工では図-8 に示すトンネル軸方向 4 か所、断面方向 10 か所に設置した。今回本坑で測定した型枠表面の加速度波形の例を図-9 に示す。要領では型枠表面の加速度からコンクリートに与えられる入力エネルギーの目安を 3.7 J/L として、加振時間を調整する。バイブレータ近傍とその中間点の周波数は 110Hz、最大値はそれぞれ 75m/s²、5m/s² で、これらから計算される加振時間は 54 秒となる。加振時間がやや長いのは中間点で加速度が小さかったことが原因である。ただ、壁部では加振開始から 20 秒経過した頃から大きな気泡の上昇が観察されたことから 30 秒程度は加振時間が必要であると思われた。バイブレータ間の型枠表面加速度の一例を図-10 に示す。補強板位置で加速度が低下しており、バイブレータの設置位置は型枠の構造を考慮して加速度の変動が小さくなるよう選定しなければならない。

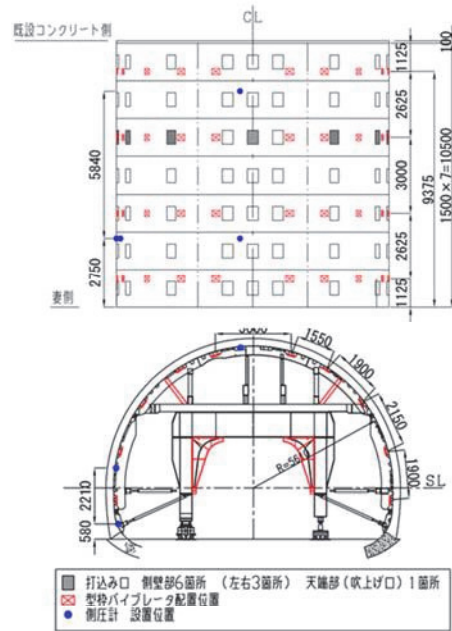


図-8 型枠バイブレータの配置

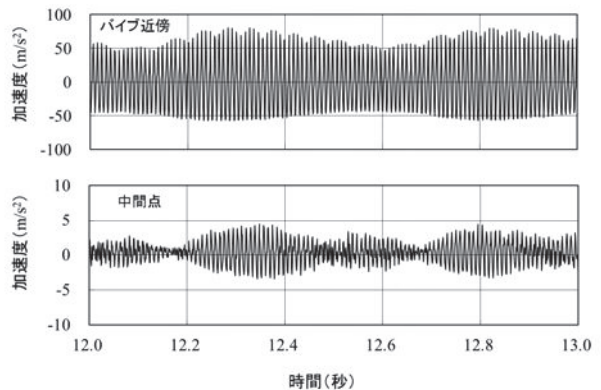


図-9 型枠表面の加速度波形の一例

3.2 側圧の経時変化

一般的に高流動コンクリートでは型枠に液圧が作用することが知られており⁵⁾、中流動コンクリートでも同様な測定例が報告されている⁴⁾。図-11 に避難連絡坑における下面から 0.5m・1.5m・2.5m 位置の側圧の差 (y 軸の 0.024N/mm² はコンクリート 1m の液圧) を示す。10 時 50 分に 0.5m 位置に到達したコンクリート上端は 11 時 45 分に 1.5m まで上がり、12 時 30 分に 2.5m に達している。12 時 15 分から液圧から下がり始めるが、12 時 30 分に型枠バイブレータを稼働することで再び液圧が作用し、その後は一様に低下した。したがって、今回の中流動コンクリートは液圧の作用時間を 2 時間見込んだ。これにより本坑の移動式型枠は補強後の設計荷重 0.065N/mm² から打ち込み速度を 1.4m/h 以下とした。

また、図-12 は 12 時 30 分に型枠バイブレータを稼働した前後の側圧分布である。コンクリートに振動が作用すると急激に側圧が上昇した。型枠バイブレータを稼働させる際は、この偏圧による型枠の変形や移動を起こさないよう注意する必要がある。

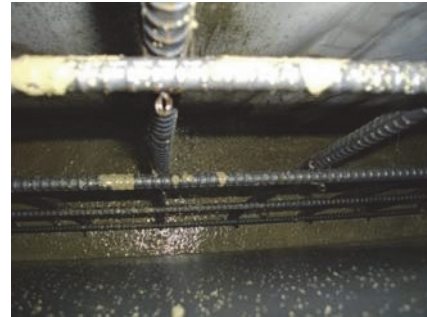


写真-2 壁部の流動状況

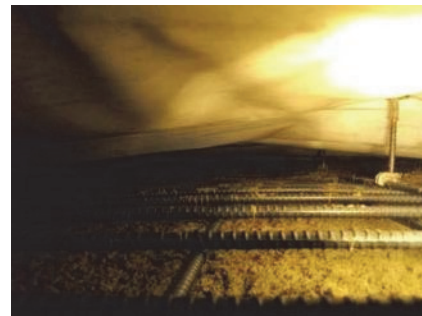


写真-3 天端部の流動状況

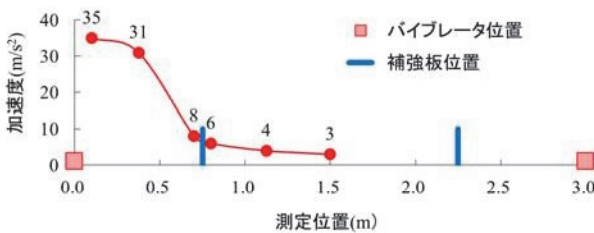


図-10 トンネル軸方向の型枠表面加速度分布

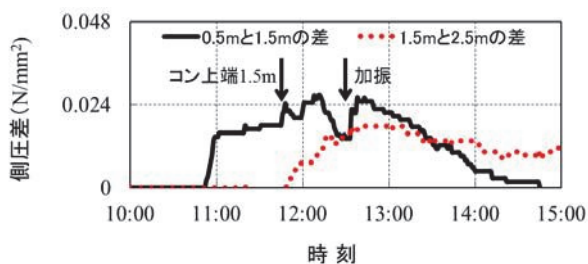


図-11 側圧の経時変化 (計測 1 m 分の差圧)

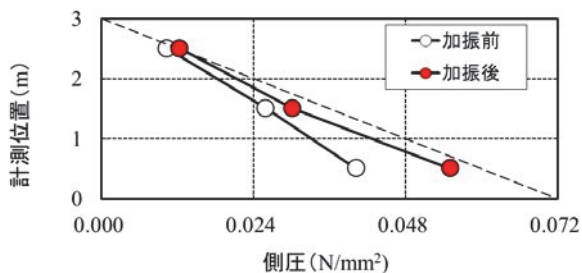


図-12 加振前後の側圧分布

3.3 コンクリート天端勾配

写真-2 に示す本坑壁部打設時のコンクリート天端勾配を表-5 に示す。コンクリートの投入箇所から自然流動による勾配は 8.2% で、振動を加えると 3.5% に減少した。これは投入箇所から妻枠まで約 30cm の高低差で、この勾配を利用しブリーディング水を妻枠から排出した。

表-5 壁部のコンクリート天端勾配

計測のタイミング	勾配 (%)
加振前	8.2
加振後	3.5

4. 打設結果

4.1 日常管理試験

本坑の施工における日常管理の結果では、表-4 の受け入れ時の基準範囲はすべてクリアした。5 ブロックで施工した日常管理試験結果を表-6 に示す。中流動コンクリートの圧縮強度平均値は 38.2N/mm²、標準偏差は 2.87N/mm² で、配合変更前の T3-1 (30 ブロック) の 39.0N/mm²、2.25N/mm² と大きな違いはなかった。変動係数は一般的な JIS 認定工場で設定される 10% より十分小さいことから、特に品質管理を変更する必要はなく、他現場との交互出荷で問題になることもなかった。図-13 と図-14 に日常管理試験の結果を繊維投入前後でまとめた結果を示す。現場到着時のスランプフローが大きく、繊維投入によるフロー低下量は大きく、空気量が

きいと増加量は小さい。

繊維補強コンクリートでは繊維投入後のスランプフロー50～55cm（筒先 45～50cm）はやや大きく、上限値ではペーストの材料分離が懸念される。写真-4、5にみられるように、分離性状は現れていないものの繊維有は繊維無に比べてモルタルそのものの粘性が低いことから筒先の管理値を小さくする方が良いと考えられる。

4.2 覆工の品質

覆工の均質性を確認するために、超音波伝搬速度を壁部・肩部・天端中央のトンネル軸方向3測線で計測した。



写真-4 日常管理試験（スランプフロー）



写真-5 分離性状確認のたたき後の性状

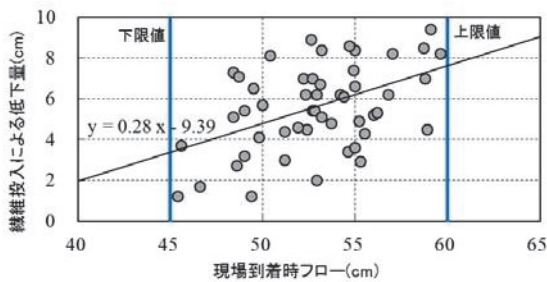


図-13 現着と繊維投入後のスランプフロー

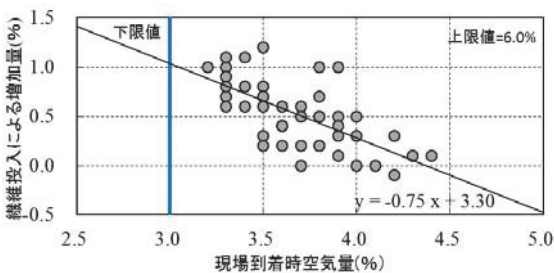


図-14 現着と繊維投入後の空気量

(写真-6参照) 超音波の受発信子間隔は 50cm 一定とした。参考文献⁶⁾によると、この間隔はコンクリート表面から 10cm 程度以深で一定となる伝搬速度の領域に相当する。計測結果を図-15 に示す。棒パイプレータで十分締めることのできる壁部と肩部は、T3-1、中流動コンクリートともトンネル軸方向の伝搬速度の変動が小さいが、天端中央で T3-1 は既設側に伝搬速度が低下しているのに対し、中流動コンクリートは壁・肩部と同様に伝搬速度の変動が小さい。

棒パイプレータによる T3-1 の覆工よりも、型枠パイプレータによる中流動コンクリートの方が、トンネル軸方向に流動させる施工において均質であるという結果が得られた。

表-6 日常管理試験結果

	平均値	標準偏差	変動係数
スランプ	24.0cm	0.46cm	0.022
スランプフロー	52.9cm	3.46cm	0.065
空気量	3.7%	0.30%	0.081
4週圧縮強度	38.2N/mm ²	2.87N/mm ²	0.075

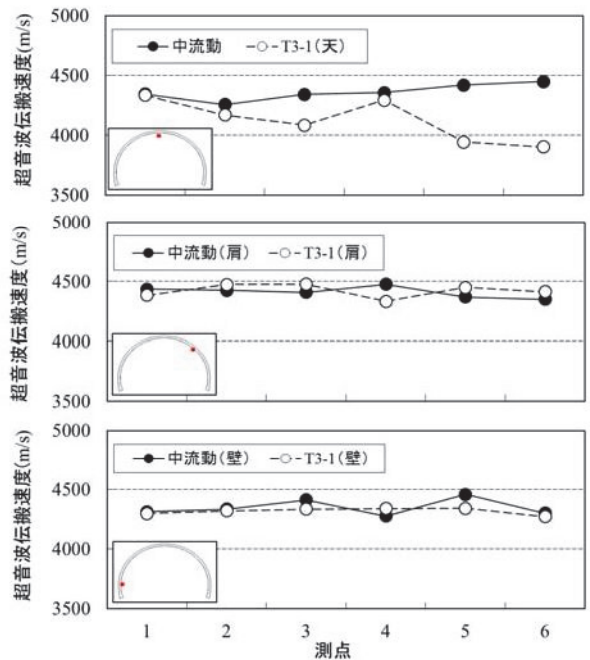
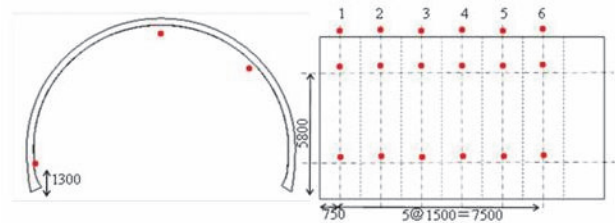


図-15 トンネル軸方向の超音波伝搬速度分布



写真-6 超音波伝搬速度の測定

中流動コンクリートの表面の仕上りを写真-7、写真-8に示す。コンクリートの流動痕が少なく、美観は向上している。しかし、壁ハンチ部では型枠バイブレータの振動により空気泡が型枠表面に集まる傾向が大きい。特に、短繊維の周りに気泡が付着することで細長い形状の気泡が目立つ。この部分の気泡の除去が今後の課題である。



写真-7 覆工表面の仕上がり

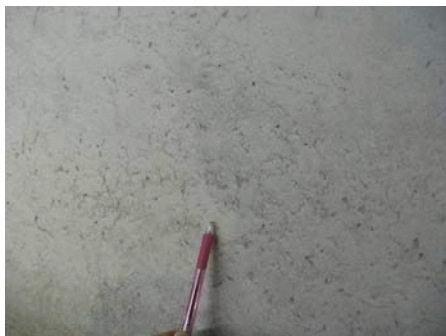


写真-8 壁部の空気泡痕

5. まとめ

増粘剤系の中流動コンクリートの試験施工で得られた知見を以下に示す。

- i. 繊維補強覆工コンクリート通常配合の混和剤を増粘剤添加型に変更するだけで中流動コンクリートの基準値を満足できた。これにより、鉄筋区間の

み増粘剤系中流動コンクリートを打設することが容易にできる

- ii. 増粘剤系中流動コンクリートの若材齢時の初期強度特性は通常配合とほぼ同じであった。また、4週圧縮強度も所定の強度を満足し、その変動も少なく安定していた
- iii. 室内試験・実機試験から定めた中流動コンクリートのフレッシュ性状の品質管理目標値を採用し、安定した品質管理ができた
- iv. 移動式型枠の構造により、型枠バイブレータの振動の減衰が大きい部位があるため、バイブレータの配置に工夫がいる
- v. 移動式型枠に作用する液圧は2時間程度見込めばよい。また、バイブレータを稼働させた直後に型枠に作用する側圧が急増するため、偏圧に留意する必要がある
- vi. 超音波伝搬速度により、打設後のコンクリートを評価すると中流動コンクリートの天端部は高い均質性を有することが確認された

6. あとがき

増粘剤系の中流動コンクリートを用いることで、粉体系で問題とされてきた初期強度の低下が解消され、製造設備の追加が不要となる。安定した品質で施工性もよいことから、現地の実情に合わせた材料の選択肢が広がり、今後多くのトンネル工事に中流動コンクリートが採用されるとともに、特徴を活かした施工システムの開発が期待される。

【参考文献】

- 1) 城間博通ほか、「トンネル覆工専用中流動コンクリートの開発」、土木技術、64巻4号、2009.4
- 2) 東日本、中日本、西日本高速道路(株)、「トンネル施工管理要領(本體工編)」、2013.7
- 3) 三浦義雅ほか、「関西地区骨材を対象とした新タイプの高流動コンクリートの開発」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.913-914、1998.9
- 4) たとえば 村崎慎一ほか、「トンネル全線に中流動コンクリートを適用し高品質覆工に挑戦」、トンネルと地下、第41巻12号、pp.7-16、2010.12
- 5) 土木学会、「2012年制定 コンクリート標準示方書[施工編]」、pp.236、2013.3
- 6) (独) 土木研究所、「超音波試験(土研法)による新設の構造体コンクリート強度測定要領(案)、2006.5(H21修正)

セシウム汚染土壌の分級洗浄技術

Classification Washing Treatment of Radioactive Cesium-Contaminated Soil

木村啓一郎* 森本克秀* 白石祐彰** 小河篤史***

要 旨

放射性物質によって汚染された土壌等の除染工事が福島県を中心に現在実施されており、森林や草地の除染工事からは汚染枝葉が、農地や住宅の庭、未舗装道路からは汚染土壌や汚染砂利等が大量に発生している。発生した汚染廃棄物は大型土のう等に詰められ、仮置場等に保管されているが、仮置場等の用地は大幅に不足しており、除去廃棄物を減容化することが必須の課題となっている。

現在、枝葉等の可燃汚染物は焼却による減容化技術が確立しつつあるが、土壌等の不燃汚染物の有効な減容化技術は確立されていない。

本報では、汚染土壌の減容化を目的とした汚染土壌の分級洗浄処理技術に関する実験を行い、汚染土壌に対する有効な減容化方法を確立したので報告する。

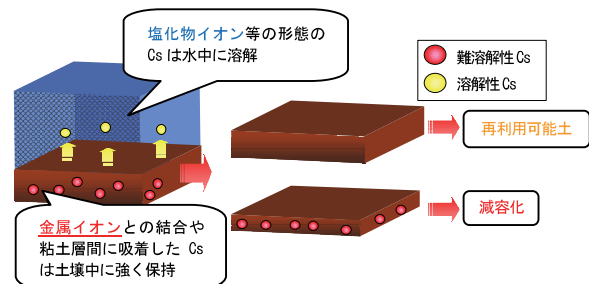
キーワード：セシウム汚染土壌、除染、分級・洗浄、セシウム吸着剤、洗浄水処理

1. まえがき

現在、東日本大震災に伴う福島第一原子力発電所の事故により、セシウム（以下、Cs）を主とした放射性物質に汚染された地域では除染作業が本格化しつつある。除染作業では大量の除去土壌等が発生するが、それらは耐候性大型土のう袋等に詰められ、現場に定置されたり仮置場に保管されている。これら除去土壌等は近い将来、中間貯蔵施設等に移送される計画となっているが、中間貯蔵施設や最終処分場は、建設予定候補地の自治体や地元住民の意向もあり、十分な用地が確保できない懸念がある。したがって、中間貯蔵施設や最終処分場に移送する除去土壌等の絶対量を少なくする措置は必要不可欠であり、国も除去土壌等の減容化対策を除染事業における最も重要な課題の一つとして位置付けている。しかし、その減容化対策として確立されたものは未だ存在せず、国も模索している状況となっている。

除去土壌等の減容化対策の有効な方法として、土壌の分級洗浄が挙げられる。放射性 Cs は土の表面近傍に分布しているが、そのうち植物等へ移動可能な Cs は 30% 程度に過ぎず、残り 70% の Cs は粘土等の細粒分と強固に結合されていることが知られている¹⁾。

細粒分に強固に結合した Cs を土粒子から分離することは容易ではない。しかし、汚染土壌を分級洗浄することにより、Cs が付着している細粒分と比較的 Cs の付着の少ない粗粒分を分離し、減容化することは可能と考えられる。



図一 1 分級洗浄処理の概念図

図一 1 に Cs 汚染土壌の分級洗浄処理の概念図を示す。Cs 汚染土壌を分級洗浄によって、水溶性 Cs は洗浄水に溶解させ、Cs 吸着剤等による水処理により Cs を分離処理する。土壌に吸着している Cs は、Cs 濃度が高い細粒分を分離し、Cs 濃度が低い粗粒分を再利用可能な洗浄土として回収することにより、中間処理施設や最終処分場で処理する汚染土壌の減容化を図ることができる。

このような背景から、汚染土壌の分級洗浄効果を確認するために、非放射性 Cs 模擬汚染土壌を用い、洗浄条件（溶媒種類、固液比、振とう、および研磨等の前処理等）を変えた室内試験による分級洗浄試験を実施した。さらに、福島県双葉郡葛尾村において、放射性 Cs で汚染された実汚染土を使用した小規模実証試験を行い、分級洗浄効果を確認した。また、土壌の洗浄時に発生する洗浄水の処理についても、Cs 吸着剤を使用した処理技術の性能確認試験を行った。

本報では、上記の試験により、土壌粒径や洗浄時間、

* 東日本支社環境技術部 ** 技術研究所 *** 西日本支社環境技術部

表-1 模擬汚染土壌の物性値

模擬汚染土壌	ラボ試験 (非放射性 Cs 模擬汚染土壌)		
	グラウンド土想定 (笠間市産購入真砂土)	農耕土想定 (つくば市畑土)	自然由来Cs濃度
自然由来Cs濃度	3.40 mg/kg	3.40 mg/kg	2.30 mg/kg
非放射性Csの種類	塩化セシウム (CsCl)	三ヨウ化セシウム (CsI ₃)	塩化セシウム (CsCl)
粒 75 μm 以下	11.9%	11.9%	55.8%
度 75 ~ 250 μm	8.7%	8.7%	11.9%
分 250 μm ~ 2mm	42.5%	42.5%	32.3%
布 2mm 以上	36.9%	36.9%	0.0%

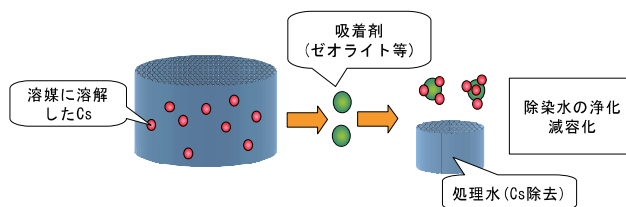


図-2 吸着剤を使用した Cs 分離効果の概念

表-2 模擬汚染土壌を用いた分級洗浄試験ケース

パラメータ	case数	case1	case2	case3	case4	case5	case6
洗浄溶媒	6	水道水	湯 (60°C)	湯 (80°C)	20%エタノール	40%エタノール	Ca溶液
洗浄時間	5	0分	5分	10分	30分	60分	—
洗浄方法	4	振とう機	振とう機 + 鉄球	ハンドミキサー	すり潰し	—	—
溶媒固液比	3	1:1	1:3	1:5	—	—	—



写真-1 洗浄状況 (振とう機、およびハンドミキサー)

洗浄水量の相違等による分級洗浄効果を確認したので報告する。

2. 模擬汚染土壌を用いた分級洗浄試験

2.1 模擬汚染土壌

対象土壌は、学校等のグラウンドの土を対象とした真砂土と、畑土を対象とした農耕土の2種類を想定した。また、作成する模擬汚染土壌には、溶解性 Cs を想定した「塩化セシウム (CsCl)」と難溶解性 Cs を想定した「三ヨウ化セシウム (CsI₃)」をそれぞれ添加した。

試験等に用いた土壌の物性を表-1に示す。

粘土やシルトの細粒分に吸着された Cs を除去することは困難であるとされていることから、経済性や実現性を考慮して洗浄作業を行う土壌粒径をそれぞれ、真砂土で 250 μm 以上、農耕土で 75 μm 以上を対象とした。

2.2 試験方法

a. 分級洗浄試験

模擬汚染土壌の真砂土は 250 μm の篩い、農耕土は 75 μm の篩いを用いて、それぞれ湿式分級を行い、2 種類の粒径に分級された土壌の Cs 濃度を測定した。

次に、再生利用が可能と想定される粗粒分の土壌を用いて、水道水、湯 (60°C、80°C)、エタノール (濃度 20%、40%)、カルシウム溶液を洗浄溶媒として、振とう機を使用した洗浄試験 (写真-1) を行い、その効果を確認した。

その他、表-2に示すように洗浄時間や洗浄方法 (振とう機の中に鉄球を入れた方法やハンドミキサーを

表-3 真砂土分級結果

分級後	真砂土 + CsCl		真砂土 + CsI ₃	
	Cs濃度/ 推定Cs量	割合	Cs濃度/ 推定Cs量	割合
250 μm > 0.861kg	17.5mg/kg 15.07mg	23.0%	3.8mg/kg 3.27mg	14.1%
250 μm ≤ 0.139kg	360.0mg/kg 50.04mg	76.4%	140.0mg/kg 19.46mg	83.6%
上澄み液 2.0ℓ	0.21mg/ℓ 0.42mg	0.6%	0.27mg/ℓ 0.54mg	2.3%
合計	65.53mg	100%	23.27mg	100%

表-4 農耕土分級結果

分級後	農耕土 + CsCl	
	Cs濃度/ 推定Cs量	割合
75 μm > 0.442kg	17.5mg/kg 7.74mg	6.3%
75 μm ≤ 0.558kg	200.0mg/kg 111.60mg	90.8%
上澄み液 6.0ℓ	0.59mg/ℓ 3.54mg	2.9%
合計	65.53mg	100%

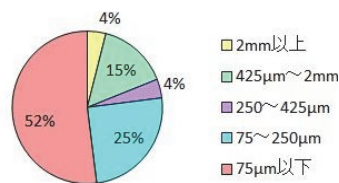


図-3 真砂土 + CsCl 模擬土の粒径毎 Cs 分布割合

使用した方法など 4 種類)、洗浄溶媒の固液比等もパラメータとして洗浄効果を確認する。

b. 洗浄水再利用試験

土壌洗浄時に発生する Cs 混じりの洗浄排水から Cs を分離させることで、洗浄水として再利用できるかの判断をする試験を行った。分離の方法として、図-2に示すように、Cs 吸着効果が確認されているゼオライト、フェロシアン化鉄を洗浄水に添加・攪拌する。その後固液分離し、溶液中に残留した Cs 濃度を測定して吸着剤の有効性を確認した。

2.3 分級洗浄試験結果

a. 湿式分級結果

表-3、および表-4に示す通り、真砂土系模擬汚染土壌では、重量比 13.9%の 250 μm 以下の細粒分に 76.4 ~ 83.6%の Cs が付着し、農耕土系模擬汚染土壌では、重量比 55.8%の 75 μm 以下の細粒分に 90.8%の Cs が付着していた。つまり、真砂土系では、250 μm の分級処理により土壌の最終処分量が約 2 割まで減容できる可能性がある。また、実汚染土壌に近い難溶解性を想定した三ヨウ化セシウム汚染土において、250 μm 以下の土壌により多くの Cs が吸着していることが確認できた。

さらに、真砂土の最終処分土壌のさらなる減容を図るため、粒径毎の Cs 量の分布を調べた。その結果、図-3に示すように、250 μm 以下の土壌に含まれる Cs のうち 52%が 75 μm 以下の粒径の土壌に含まれていることを確認した。つまり、実汚染土壌の汚染濃度が低い場合、真砂土を 75 μm で分級すれば、汚染土壌の最終処分量をより低減できると考えられる。

b. 溶媒の違いによる洗浄効果

真砂土に CsCl を添加した模擬汚染土壌での溶媒別洗浄試験結果を図-4 に示す。

溶解性 Cs を想定した CsCl 模擬汚染土壌では、「湯 (60°C)」を洗浄溶媒とした時に 58%と最も高い洗浄効果が得られたが、その他の溶媒でも 44~52%の高い洗浄効果が得られた。

難溶解性 Cs を想定した CsI₃ 模擬汚染土壌を用いた洗浄試験では、各洗浄溶媒とも 3 割程度の洗浄効果を示したが、各溶媒による洗浄効果に顕著な差は見られなかった。

また、農耕土に CsCl を添加した模擬汚染土壌における試験では、水道水と湯 (60°C) を洗浄溶媒としたが、12~23%とどちらも低い洗浄効果に留まった。

以上の結果より、洗浄は真砂土系の土壌に有効であり、洗浄溶媒としては水道水が適用できることを確認した。

c. 洗浄時間、および洗浄方法による洗浄効果

真砂土+CsCl の模擬汚染土壌を 4 種類の方法で洗浄した結果を図-5 に示す。いずれの方法でも洗浄時間 10 分で 70%以上の洗浄効果が得られた。また、ハンドミキサーを使用した洗浄方法や土壌をすり潰しながら洗浄する方法については、振とう機を使用する方法よりも洗浄効果が小さいことを確認した。

d. 洗浄水の固液比による洗浄効果

振とう機、およびハンドミキサーによる洗浄試験における、洗浄水の固液比別の試験結果を図-6 に示す。どちらの洗浄方法にしても、固液比 1:1 に対して固液比を 1:3 にした方が洗浄の効果が向上する。ただし、固液比を 1:5 にした時の効果も 1:3 の場合と大きな差はなく、洗浄効果の向上は見られなかった。

2.4 洗浄水の処理試験結果

真砂土+CsCl 模擬汚染土壌の洗浄によって発生した排水の Cs 吸着試験の結果を図-7 に示す。

吸着剤をフェロシアン化鉄とした場合、固液比 1:1000 で、3 種類の洗浄溶媒全てで処理試験後の排水中に含まれる Cs 濃度が測定下限値以下の結果となった。フェロシアン化鉄ほどではないが、ゼオライトの場合も 1:500 の固液比で約 5~8 割程度の高い吸着効果を示した。

3. 実汚染土壌を用いた分級洗浄試験

3.1 実汚染土壌の採取

コールド試験で得られた知見を基に、福島県双葉郡葛尾村内で採取した放射性 Cs 汚染土壌を用いて分級・洗浄処理の実証試験を行った。対象土壌は、真砂土を想定し、葛尾村内にある村民グラウンド (表面 3cm) から採取した土壌を用いた (写真-2 参照)。

採取した土壌の粒径加積曲線を図-8 に示す。分級洗浄後の再利用が期待できる中砂以上 (250 μm 以上) が

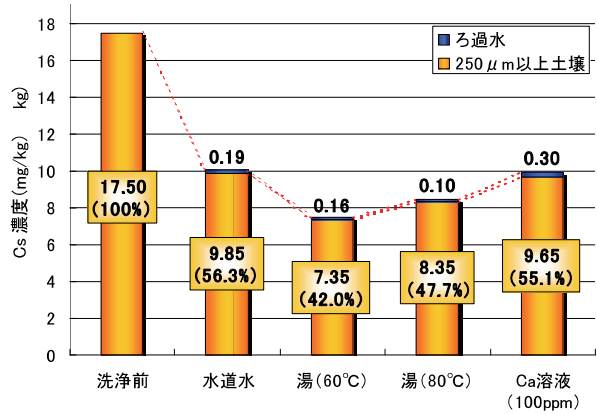


図-4 溶媒別の洗浄試験結果 (真砂土+CsCl)

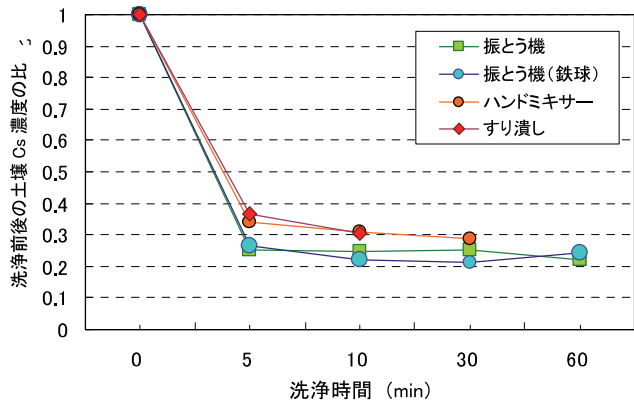


図-5 時間別、および洗浄方法別試験の結果

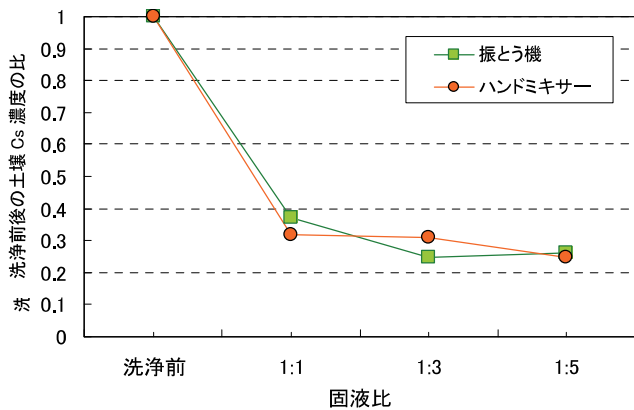


図-6 洗浄水の固液比別試験結果

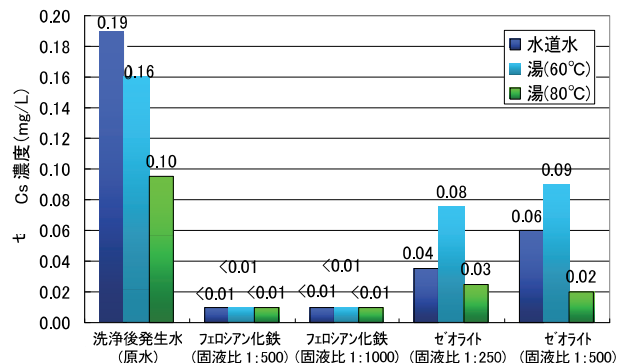


図-7 水処理試験結果 (真砂土+CsCl)



写真-2 汚染土壌（表土）採取状況

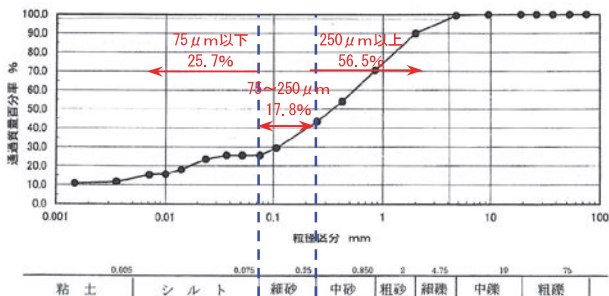


図-8 採取土壌の粒径加積曲線

56.5%となり、再利用が難しいと考えられるシルト・粘土以下（75 μm 以下）が 25.7%という割合であった。

3.2 分級洗浄試験の方法

実汚染土壌を用いた分級洗浄試験のフローを図-9に示す。

Cs は粒度の細かい土粒子に吸着していると想定されるため、洗浄処理を行う前処理として対象土壌を 250 μm の篩いを用いて手作業にて湿式分級を行った。湿式分級には水道水を使用し、250 μm 以上の土壌試料 40kg を作成するために 40L の水量を使用した。

洗浄対象は、洗浄後に建設資材として再利用が期待できる 250 μm オーバー材のみとした。

洗浄方法は、まず、湿式分級によって分離した 250 μm オーバー材の試料を 1 ケースにつき 5kg ずつ、ポットミキサーを使用して洗浄した。次に、洗浄完了後、洗浄水と土壌を分離し、洗浄した土壌から 1kg を取り出して 250 μm オーバー材に付着している微細粒分をすすぎ洗いによって洗い落とすという 2 段階洗浄を実施した。すすぎ洗いには電動噴霧器を使用し、その際に使用した水量を各試験ケース毎に計測した（写真-3 参照）。

すすぎ洗い後に、土壌の放射能濃度をゲルマニウム半導体検出器によるガンマ線スペクトロメトリーにより測定した。

3.3 試験ケース

実証試験の試験ケースを表-5に示す。試験は、固液比を 1:1、および 1:2 の 2 ケース、洗浄時間を 5 分、および 10 分の 2 ケース、また、洗浄助剤として粘土剥離剤（ブラックシリカ）を 2%添加したケースと無添加のケースの 2 ケース、合計 8 ケースで実施した。

今回使用した粘土剥離剤はシリカを主成分とし、黒鉛やアルミニウム、その他数種類の成分を配合するブラックシリカと呼ばれる天然鉱石の微粉末に、モンモリロナ

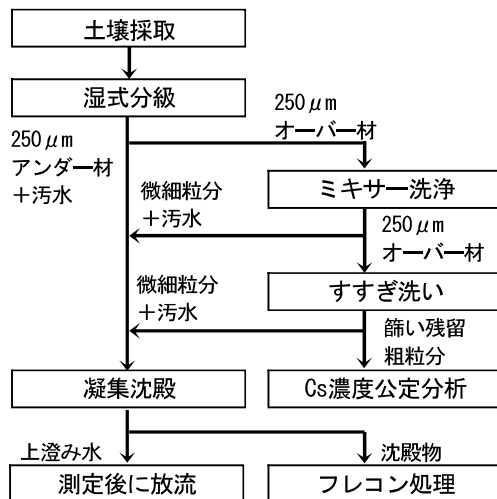


図-9 実汚染土壌における実証試験のフロー



写真-3 ポットミキサーによる洗浄とすすぎ洗い状況

表-5 実証試験ケース（8 ケース）

試験ケース	固液比	洗浄時間	粘土剥離剤添加量	採取土量 (kg)	洗浄水量 (ℓ)	剥離剤添加量 (g)
Case1-5-0	1:1	5分	0%	5.0	5.0	0
Case1-5-2			2%	5.0	5.0	100
Case1-10-0		10分	0%	5.0	5.0	0
Case1-10-2	1:2	5分	2%	5.0	10.0	100
Case2-5-0			0%	5.0	10.0	0
Case2-5-2		2%	5.0	10.0	100	
Case2-10-0		10分	0%	5.0	10.0	0
Case2-10-2			2%	5.0	10.0	100

イト、イライト、ベントナイトその他活性剤を添加したものであり、溶出鉄分の作用により汚染物質、多量の重金属を吸着、沈殿させる働きを持つとされている。

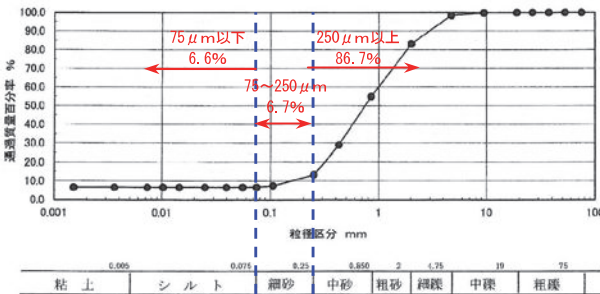
3.4 湿式分級結果

250 μm の篩いを使用して行った湿式分級後の各試料と、原土の放射性 Cs 濃度の結果を表-6に、また分級後の 250 μm オーバー材の粒径加積曲線を図-10 に示す。

表-6 より、250 μm オーバー材に着目すると、放射能濃度は 10,250Bq/kg であり、原土に対して約 50%であることが確認できる。一方、250 μm の篩いを使用して作成した 250 μm オーバー材には、図-10 の結果より、13.3%の 250 μm アンダー材が残留していることがわかる。したがって、試料に含まれる 250 μm アンダー材の影響を取り除いた 250 μm オーバー材のみの放射能濃度は、約 2 割減の 8,100Bq/kg (Cs-134 ≒ 2,750Bq/kg、Cs-137 ≒ 5,350Bq/kg) 程度と推定されるため、この後実施する洗浄試験の効果はこの数値を基に評価する必要がある。

表一六 洗浄前の各試料の放射能濃度

試料	乾燥重量換算 (Bq/kg-dry)			
	Cs-134	Cs-137	total Cs	
原土	サンプル1	7,000	13,000	20,000
	サンプル2	6,900	14,000	20,900
	平均	6,950	13,500	20,450
250 μm オーバー材	サンプル1	3,500	6,700	10,200
	サンプル2	3,500	6,800	10,300
	平均	3,500	6,750	10,250
250 μm アンダー材	サンプル1	8,400	16,000	24,400
	サンプル2	8,100	16,000	24,100
	平均	8,250	16,000	24,250



図一十 分級後の 250 μm オーバー材の粒径加積曲線

3.5 洗浄試験結果

表一七、および図一十一に、各ケースにおける洗浄後の放射能濃度と放射能の残存率を示す。ただし、洗浄効果のみを純粋に評価するため、250 μm オーバー材の洗浄前土壌の放射能濃度は残留 250 μm アンダー材の影響を除去した換算値 (8,100Bq/kg) を使用した。

a. 洗浄水の固液比による洗浄効果

固液比を 1:1 で行った洗浄試験後における土壌の放射能残存率は 51~57%であったのに対し、固液比 1:2 の試験では 51~59%であった。

b. 洗浄時間

洗浄時間 5 分で行った洗浄試験後における土壌の放射能残存率は 51~59%であったのに対し、洗浄時間 10 分の試験では 51~56%であった。

c. 洗浄助剤 (粘土剥離剤) による洗浄効果

洗浄助剤を使用しないで行った洗浄試験後における土壌の放射能残存率は 52~59%であったのに対し、洗浄助剤 (粘土剥離剤) を土壌に対して 2%添加して洗浄した試験では 51~57%と大きな差はなかった。

d. Cs-134 と Cs-137 の洗浄効果

全ての洗浄試験ケースにおいて、Cs-134 と Cs-137 は同等の割合で洗浄効果が得られており、放射性同位体の違いによる洗浄効果の差はなかった。

e. すすぎ洗いの洗浄水量

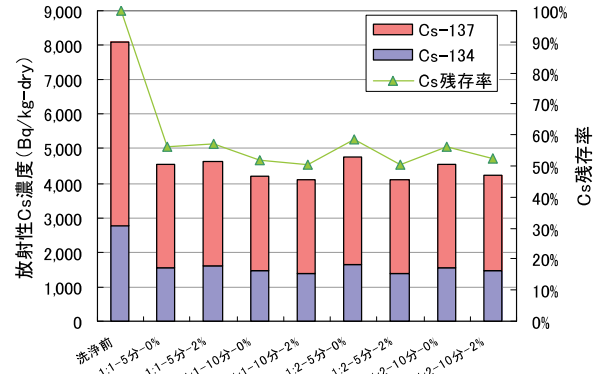
すすぎ洗いに使用する洗浄水を少なくすることを目的として、洗浄に要した水量を各ケースにおいて計測した。各ケースのすすぎ洗いに要した水量を表一八に示す。

粘土剥離剤を使用した 4 ケースでは、使用しなかったケースと比較してそれぞれ約 2 倍程度の水量を要した。一方、固液比、および洗浄時間の違いによる各ケースの水量に顕著な差は確認できなかった。

表一七 洗浄後の放射能濃度と残存率

ケース	固液比	洗浄時間	剥離剤添加量	乾燥重量換算 (Bq/kg-dry)			Cs残存率
				Cs-134	Cs-137	Total Cs	
1-5-0	1:1	5分	0%	1,550	3,000	4,550	56%
1-5-2			2%	1,600	3,050	4,650	57%
1-10-0		10分	0%	1,450	2,750	4,200	52%
1-10-2			2%	1,400	2,700	4,100	51%
2-5-0	1:2	5分	0%	1,650	3,100	4,750	59%
2-5-2			2%	1,400	2,700	4,100	51%
2-10-0		10分	0%	1,550	3,000	4,550	56%
2-10-2			2%	1,450	2,800	4,250	52%
洗浄前250 μmオーバー材				2,750	5,350	8,100	100%

※洗浄前試料の濃度は分析値から残留250 μmアンダー材の影響を除いた換算値



図一十一 洗浄後の放射性 Cs 濃度と Cs 残存

表一八 各ケース毎のすすぎ洗いに要した水

試験ケース	固液比	洗浄時間	剥離剤添加量	洗浄後採取土量 (kg)	すすぎに要した水量 (l)	土量に対する水量の比
Case1-5-0	1:1	5分	0%	1.0	2.0	2.0倍
Case1-5-2			2%	1.0	4.0	4.0倍
Case1-10-0		10分	0%	1.0	1.7	1.7倍
Case1-10-2			2%	1.0	3.0	3.0倍
Case2-5-0	1:2	5分	0%	1.0	1.6	1.6倍
Case2-5-2			2%	1.0	3.7	3.7倍
Case2-10-0		10分	0%	1.0	1.6	1.6倍
Case2-10-2			2%	1.0	3.2	3.2倍

3.6 土壌洗浄による土量収支のまとめ

葛尾村村民グラウンドの表土を採取して行った分級洗浄試験の結果から、実汚染土壌を分級・洗浄することによる土量と放射能濃度のマテリアルバランス (採取土壌を 10kg とした場合) を図一十二に示すように試算した。なお、マテリアルバランスをまとめる際に使用した試験データは、case1-5-0 (ミキサー洗浄水の固液比 1:1、洗浄時間 5 分、洗浄助剤添加なし) の結果を用いた。以下に各処理段階毎に要点を示す。

a. 湿式分級処理

250 μm の篩いで湿式分級を行うことによって、10kg の汚染土が 6.52kg の 250 μm オーバー材 (8,100Bq/kg) と、3.48kg の 250 μm アンダー材 (24,250Bq/kg) に分級される。ただし、オーバー材 6.52kg の中には 0.87kg の 250 μm アンダー材が付着している。

b. 250 μm オーバー材の洗浄処理

湿式分級したオーバー材をポットミキサーで 5 分間の洗浄を行った後にすすぎ洗いを実施することで、6.52kg の洗浄前土壌が 5.65kg の 250 μm オーバー材 (4,550Bq/kg) と 0.87kg の 250 μm アンダー材を含む泥

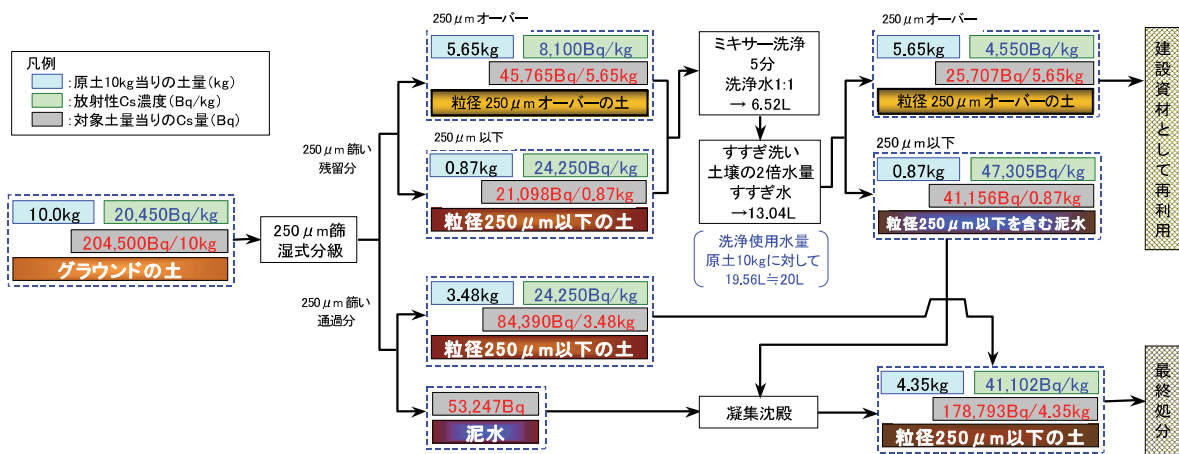


図-12 汚染土 10kg あたりの土量収支計算結果

水 (47,305Bq/kg) に分別される。洗浄の際に使用する水量はミキサー洗浄とすすぎ洗いを併せておよそ 20L となり、汚染原土 10kg に対して重量比で約 2 倍の水量を要する。

c. 最終土量収支

分級された 250µm アンダー材と、分級・洗浄後の濁水 (泥水) を凝集沈殿処理することによって発生する残渣 (放射性 Cs が濃縮された汚泥) は、4.35kg に減容化された濃縮汚染土壌 (41,102Bq/kg) となる。これは、仮置場や中間貯蔵施設で処分される。

5.65kg の 250µm オーバー材 (4,550Bq/kg) は、洗浄処理を施された洗浄土として建築資材としての再利用が期待される。

4. まとめ

模擬汚染土壌を用いた分級洗浄試験により、以下のことを確認した。

- i. 真砂土系土壌では、80%弱の Cs が 250µm 以下の土粒子に含まれており、その中で、さらに 70%弱の Cs が 75µm 以下に含まれている。また、農耕土ではその傾向がさらに顕著であり、75µm 以下の土粒子には約 90%の Cs が含まれている
- ii. 洗浄溶媒を湯やエタノール、Ca 溶液等を使用せずとも、水道水で十分な洗浄効果を得ることができる。洗浄時間や洗浄水量においても、短時間で少量の水量で洗浄効果が得られる
- iii. 洗浄排水中の Cs は、フェロシアン化鉄、およびゼオライトにより分離できる

また、実汚染土壌を用いた葛尾村での実証試験により、以下のことを確認した。

- i. 分級洗浄を行うことによって、汚染原土に対して 56.5%の土量 (250µm オーバー材) に残留する Cs 量が 32.7%になり、さらにミキサー洗浄とすすぎ洗いを施すことによって原土に対して Cs 量を 12.6%まで低減できる

5. あとがき

今回紹介した実験の他にも、福島県相馬郡飯館村では、農道砂利を用いて、エジェクターポンプを使用した洗浄実験等も実施しており、洗浄対象が砂利の場合でも同様な洗浄効果を確認している。飯館村での洗浄試験結果は、汚染砂利の洗浄前 Cs 濃度が、4mm オーバー材で 25,000Bq/kg であったのに対し、洗浄後の濃度が 4,500Bq/kg、また、250µm ~ 4mm 材では洗浄前が 134,000Bq/kg であったのに対し、洗浄後には 61,000Bq/kg となり、洗浄による除去率はそれぞれ 50%を超える効果を確認した。

一方、洗浄後の土壌の再利用を念頭に置いた場合は、Cs の除去率のみではなく、Cs 濃度 (放射能濃度) の絶対値が重要となる。特に、原土の Cs 濃度 (放射能濃度) が高い場合は、大きな課題である。

現在、建設資材に適用可能な放射能数値というもので明確に認知されているものは、100Bq/kg 以下という数値であり、その他にも各省庁から指標値が制定されている。例えば、農水省からは土壌改良資材として 400Bq/kg、環境省からは盛土材として、上部に 30cm 以上の遮蔽効果を有する資材が被覆される場合という限定で 3,000Bq/kg という暫定基準値や、通常の廃棄物として処分場に廃棄できる基準として 8,000Bq/kg という数値が示されている。

放射性 Cs による汚染土壌を分級洗浄して、一部を再利用することによって最終処分量を減容化するためには、これら暫定基準値 (指標値) に留意しながら分級洗浄処理を行う必要がある。

【参考文献】

- 1) 石井慶造、「水洗浄による放射性セシウム汚染土壌の除染方法について」、第 34 回原子力委員会資料第 1 号、2011

東日本大震災の災害廃棄物の密度と組成に関する考察

Study on the Density and Composition of Disaster Waste of 2011 East Japan Earthquake

大矢好洋* 埜本雅春* 大塚義一*

要 旨

東北地方太平洋沖地震により発生した膨大な災害廃棄物の処理は、通常の廃棄物処理および既往の災害廃棄物とも次の点で異なる特徴を持っている。大部分が津波による被害であったため土砂類を含む多様な可燃物・不燃物が混合状態にあったこと、被災エリアが沿岸の広範囲に渡るため被災地区ごとに膨大な量を処理しなければならないこと、一般廃棄物焼却施設など既存の廃棄物処理施設を最大限活用するため被災地の仮置場で破碎・選別処理をしなければならないことなどである。

当社が岩手県から委託を受けて岩手県下閉伊郡山田町で実施している災害廃棄物破碎選別業務では、現地で災害廃棄物を破碎・選別して処理処分先へ運搬するために、非常に多くの作業員や重機、運搬車両が稼働している。それらの効率的な管理のために「災害廃棄物処理統合管理システム」を開発し、業務から得られる災害廃棄物処理データを蓄積している。

本論文では、災害廃棄物処理計画を実施するために重要な要素である災害廃棄物の密度および組成に着目し、既往の災害における災害廃棄物の実績を取りまとめるとともに、山田地区において統合管理システムより得られたデータとの比較、考察を行った。その結果、東日本大震災での災害廃棄物の搬入・搬出時における密度や組成の特性の一部を明らかにすることができた。

キーワード：災害廃棄物処理統合管理システム、廃棄物処理、密度、組成

1. まえがき

東日本大震災により被災三県（岩手県・宮城県・福島県）の沿岸市町村では、1,630 万 t もの災害廃棄物が発生した。これは、岩手県で約 12 年分、宮城県で約 14 年分の一般廃棄物に相当し、阪神・淡路大震災（1,477 万 t）を超える膨大な量である。

今回発生した災害廃棄物の処理は、以下の点で通常の廃棄物処理とは異なる特徴を有している。

- i. 津波に巻き込まれた影響で可燃物・不燃物・金属・コンクリート・堆積物・漁網等が混合された雑多な状態にあること
- ii. 処理地区単位当たりの処理量が数万 t から数百万 t 規模と膨大になること
- iii. 処理施設への受入基準を満足するために種類別（可燃物・不燃物・木材・その他）や大きさ別に選別する必要があること
- iv. 処理施設の受入要求に応じた日搬出量や受入車両規制および受入可能な要求品質を満足する必要があること
- v. 被災地処理としての被災者・地元雇用を支援するための非専門労働者による作業の安全性確保や精

神衛生上の健康管理等が必要となること

- vi. 予測のつかない危険物・有害物質等の混入物に対する爆発や火災および有毒ガス発生等の事故防止対応の可能性があること

今回の災害廃棄物処理においてはこれまでの経験値が通用しない部分が多く、特に処理計画を立案するために重要なファクターである災害廃棄物の組成や密度が不明であることが大きな問題となっている。

本論文では、弊社が岩手県下閉伊郡山田町において実施している災害廃棄物処理業務と、処理工程や進捗状況の効率的な管理・災害廃棄物処理データ蓄積を目的として開発した「災害廃棄物処理統合管理システム」について述べる。また、災害廃棄物処理業務にとって重要な要素である組成と密度に着目し、これまでの災害で知られている既往のデータを示すとともに、山田地区災害廃棄物処理業務で得られたデータとの比較検討を行う。

2. 災害廃棄物処理の概要

2.1 処理状況

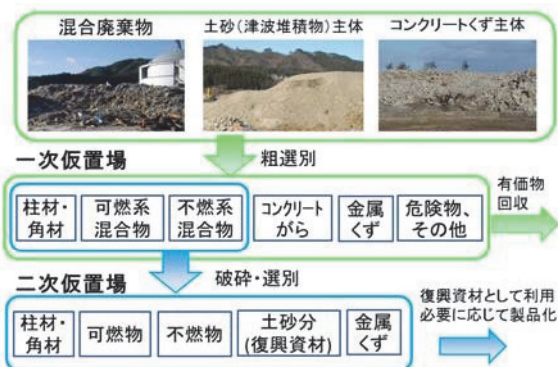
平成 25 年 3 月末時点における被災三県の災害廃棄物推計量と進捗状況は表 1 に示す通りである。

*東北支店復興プロジェクト室

表一 災害廃棄物推計量と進捗状況¹⁾
(環境省 HP より)

県	推計量 (万 t)	処理処分量	
		(万 t)	(%)
岩手県	366	159	44
宮城県	1,103	621	56
福島県	161	56	35
合計	1,630	836	51

岩手県では、環境省のマスタープラン²⁾に準拠したうえで迅速な処理を行うため、全体の約 6 割を占める「柱材・角材」、「可燃系混合物」および「不燃系混合物」の破碎・選別処理施設を早期に稼働させた。図一は被災地区での災害廃棄物の処理の流れを示したもので、一次仮置場で粗選別を実施後、さらに二次仮置場に集め、受入基準に準じた分別作業を実施する。これらの処理作業を各要素に分解して示したのが表二である。各現場では、それぞれの災害廃棄物の集積状態（質・量の違い）により、表二の各要素を様々な順序や系統で組み合わせることにより、現場での受入先（要求品質）の違いを考慮した、効率的な分別の実現に努めている。



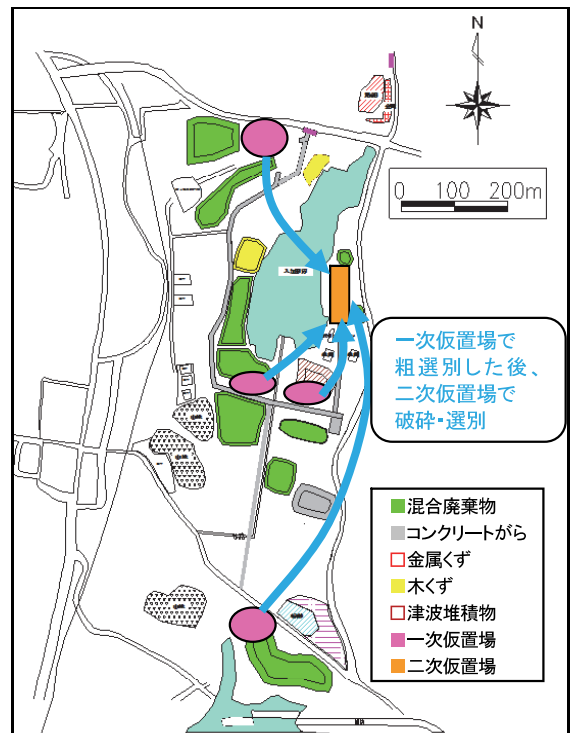
図一 被災地区での災害廃棄物処理フロー

表二 災害廃棄物の破碎・選別処理方法の分類

処理方法		場所や対象物	
選別処理	粗選別	重機	集積山から大きな物を抜き取る
		選別機	集積山から破碎物と破碎不要物に分ける
	本選別	人力	破碎物から破碎困難物や危険物を抜き取る
		機械	大きさ・重さ・種類に応じて選別する
破碎処理	一次破碎	破碎機	可燃物を（選別大きさに）破碎する
		重機	コンクリート塊等を粗破碎する
	二次破碎	破碎機	可燃物を（選別大きさに）破碎する
		破碎機	不燃物を（選別大きさに）破碎する

2.2 山田地区での処理事例

山田地区災害廃棄物破碎選別等業務委託は、岩手県の処理方針³⁾に則り、被災地区の一次仮置場から二次仮置場までの災害廃棄物処理、県内外の処理・処分先への運



図二 山田地区災害廃棄物仮置場

搬までがその業務範囲となっている。山田地区での災害廃棄物の総発生量（岩手県推定量）は、48.5 万 t であり、船越半島の公園内（約 10ha）の仮置場（図二参照）に、町内で発生した全ての災害廃棄物を集積し、粗選別から破碎・選別処理を実施している。

山田地区では、図三に示す災害廃棄物処理フローで処理を行っている。仮置場内に点在して集積されている災害廃棄物を 4 ヶ所の一次仮置場に運搬し、重機・人力・粗選別機によって土砂・木材・コンクリートがら・金属などに選別される。選別後の廃棄物は場内運搬され、二次仮置場でさらに 10 数種類に選別・破碎されたうえで、指定された受入先へ搬出する。処理の特徴として、自動選別機による高速高精度の選別処理がある。災害廃棄物は、可燃系・不燃系廃棄物が混合された状態で二次仮置場に集積されており、これらをいかに効率よく高精度に分離していくかがリサイクル率の向上につながる。

2.3 災害廃棄物処理統合管理システム

災害廃棄物処理業務には多くの人員と手間を要し、各処理工程や全体の進捗状況等の効率的な管理が課題になる。同地区でも、処理処分先が廃棄物種類ごとに異なり、延べ 200 台/日以上以上の大量のダンプトラックが走行するため、廃棄物ごとの重量管理や車両運行管理が必要とされる。

これらの管理業務効率化のため「災害廃棄物処理統合管理システム」を開発し、各種データの管理を効率的に行っている（図四参照）。また、災害廃棄物処理における膨大なデータを関連記録することで、今後の処理に活用できるという利点もある。

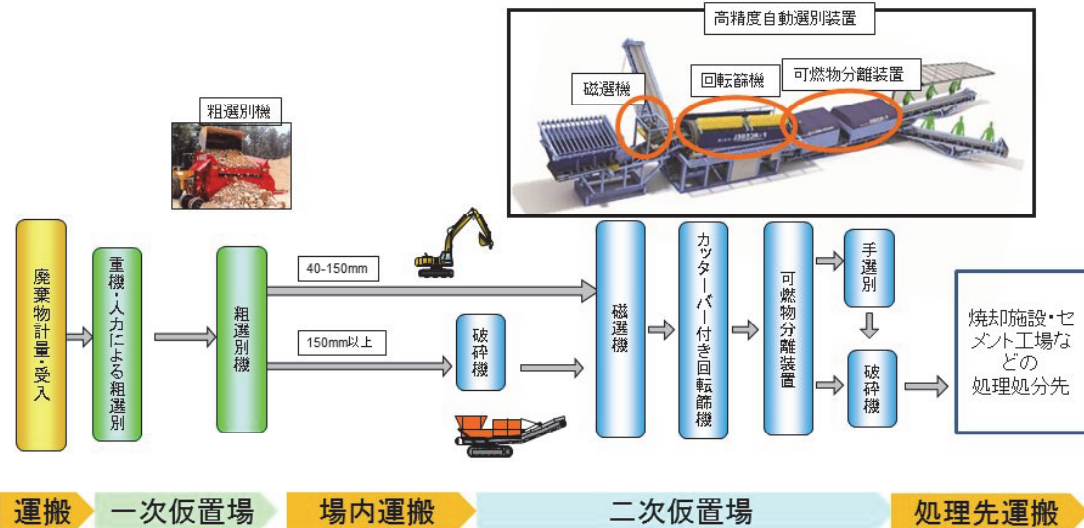


図-3 山田地区における災害廃物処理フロー図

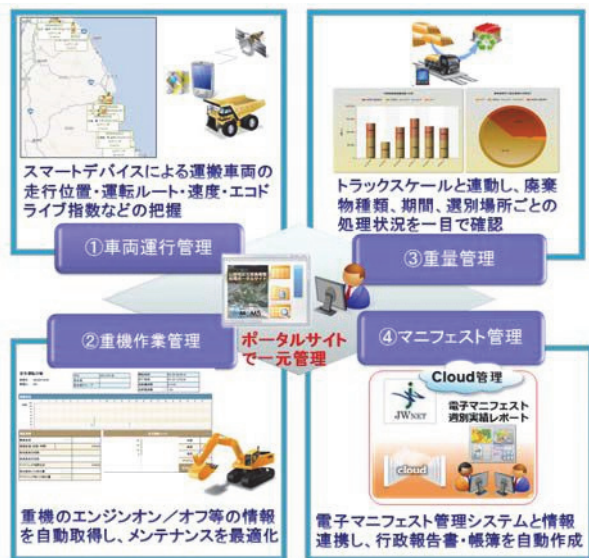


図-4 災害廃物処理統合管理システム概要

災害廃物処理統合管理システムは下記の4つの情報を一元管理し、ポータルサイトによって様々な角度から可視化した情報を、発注者を含めた関係機関内で共有化するものである。

① ダンプトラック等運搬車両の運行管理

各車両に GPS 機能付きの情報端末（スマートデバイス）を搭載し、各車両の走行位置や加速度データを自動取得し、事務所の運行管理用 PC の地図画面上に表示する。危険運転や不法投棄の防止と、渋滞区間回避による運搬の効率化などを目的としている。

② 作業重機の作業実績管理

エンジン作動のオン/オフ等の情報を自動取得し、重機の正確な実稼働時間を記録する。処理量に対する重機稼働状況のデータを採取するとともに、各重機の点検・部品交換時期決定にも活用している。

③ 災害廃物の重量管理

災害廃物の仮置場にトラックスケールを設置し、運

搬車両の積載重量を自動計測する。計測した重量データは廃棄物種類ごと、処理処分先ごとに分類され、日々の処理量や処理速度・密度などの変動も把握できる。

④ マニフェスト管理

重量管理データをクラウド上のデータサーバーに蓄積して、電子マニフェスト管理システムと情報連携し、行政報告書・帳簿を自動作成する。

3. 廃棄物の組成と密度についての既往データ

3.1 廃棄物の組成と密度の重要性

岩手県の災害廃物処理では、平成 26 年 3 月の処理完了目標に向けて、目標を満足できるように処理処分先の受入数量を決めている。破碎選別施設の設計や破碎選別の機械人員計画を立てる際には、廃棄物の種類ごとの日運搬量が必要条件となっている。仮置きされている災害廃物は可燃物、不燃物、コンクリートがら等が混合された状態になっているため、処理処分先の受入量を満たすための災害廃物取り崩し量（どれだけの災害廃物を処理したら、目的とする可燃物、不燃物等を排出できるか）（図-5 参照）が重要となってくる。取り崩し量の計画には、容積だけではなく組成および密度の情報が不可欠である。



図-5 災害廃物の取り崩しイメージ

3.2 廃棄物密度の既往データ

a. 環境省と国土交通省の既往データ

災害廃棄物の重量特性を予測するうえで必要になる、通常の廃棄物の一般的な指標を以下に示す。

環境省および国土交通省では、産業廃棄物や建設廃棄物についての重量換算係数（密度）について、表-3に示すようなデータをまとめている。

これらのデータとの比較により、災害廃棄物種類別の重量特性について大まかな定量的評価ができる。

表-3 環境省および国土交通省の重量換算係数

産業廃棄物の種類	産業廃棄物 (環境省 ⁵⁾)	建設廃棄物 ⁶⁾ (国土交通省)	
		荷積み状態	実体積
紙くず	0.3		0.5
木くず	0.55	0.5	
ガラスくず、コンクリートがら、陶磁器くず	1.0		
コンクリートがら	1.48	1.8	2.35
建設混合廃棄物	0.26		0.24~0.30

b. 国立環境研究所の既往データ

国立環境研究所では、東日本大震災への対応として、過去の災害で発生した時期と災害廃棄物量を取り纏めるとともに、災害廃棄物種ごとの見かけ比重や重量換算係数を提示している。(表-4、表-5参照)

表-4 これまでの災害

名称	阪神・淡路大震災	能登半島地震	福井大 水害	長崎大水 害
発生年月日	H7 1/17	H19 3/25	H16 7/18	S57 7/23
災害廃棄物量	1,477 万 t	44 万 t	4,690m ³	5.7 万 t

阪神・淡路大震災の際の搬入実態調査では、がれき類の見かけ比重が 1.2t/m³、RC 構造物の重量容積換算係数が 1.1-1.5t/m³ という値が報告されている。また、搬出時としては能登半島沖地震の際の 1.6~2.5t/m³ が報告されている。これらの実態調査結果は、通常時のがれきの見かけ比重 1.6t/m³ よりやや高いが、その原因として仮置場での簡易な破碎・選別により選別残渣を含んだ状態で

搬出されたものと推測している⁴⁾。

阪神・淡路大震災での大量に発生した木質系を中心とした混合ごみの搬入時の見かけ比重は、平均で 0.59t/m³ と報告されている。この結果は、複数の方法で検証されており非常に確度が高いとされているが、搬入ごみのロットに応じて幅が大きいことも指摘されている。また、仮置場において散水および自重沈下によって見かけ比重は 0.6~2.5t/m³ に上昇したなど、時間的な変動についても示されている。

分別された木くず類は、0.1~0.25t/m³ となることが能登半島沖地震および阪神・淡路大震災の実績値で示されている。環境省や国土交通省の調査結果に比べて小さい理由については、発生状態の違いと推察している。仮置中の散水による比重の変化は阪神・淡路大震災の調査とほぼ同じ割合で変化しており、木くず類についても混合ごみと同様な時間的変動があることを示唆している⁴⁾。

これらの既往データから、東日本大震災で発生した災害廃棄物の中で、木質系の災害廃棄物は湿潤度合が高い傾向を示すと想定されており、能登半島沖地震や阪神・淡路大震災のケースが該当しないことも指摘されている。その根拠として、長崎大水害では土砂混じり水害ごみで 1.41t/m³、災害ごみ全体で 1.0t/m³、福井大水害の水害ごみ(木くず)では 0.5t/m³ であったことを示している。以上のことから、災害廃棄物の見かけ比重や密度等については、被災地域の状況と発生ごみ種に応じた変換係数を用いることが肝要であることを提言している⁴⁾。

3.3 災害廃棄物組成の既往データ

a. 自社検証データ

災害廃棄物の組成については災害の種類、災害が起こった地域、被害の程度などによって比率が大きく異なる。災害廃棄物の容積は、測量によって大まかに求めることができるが、全体の組成比率を推定するのは非常に困難である。

災害廃棄物処理業務に着手するに当たり、当社では組成調査の実験を行った。実験方法は、実際の災害廃棄物を選別し、種類ごとに重量を測定するものである。

b. 岩手県での推定データ (当初計画時)²⁾

岩手県では、平成 23 年 8 月に災害廃棄物処理詳細計

表-5 災害廃棄物種ごとの見かけ比重および重量容積換算係数⁴⁾

	がれき (t/m ³)		混合ごみ (木造家屋系) (t/m ³)		木くず (t/m ³)	
	見かけ比重	重量容積換算係数	見かけ比重	重量容積換算係数	見かけ比重	重量容積換算係数
発生時(乾燥)			0.59	0.1-1.2	0.2	0.1-0.25
発生時 (水害ごみ)	1.4		1.0		0.5	
仮置き時	1.2	1.1-1.5	0.79		0.26	
搬出・処分時	2.0	1.6-2.5	0.73	0.6-2.5	0.23	
備考	能登半島沖、阪神・淡路、長崎大水害での実績等		阪神・淡路、長崎大水害での調査等		能登半島沖、阪神・淡路、福井大水害での実績等	

画を策定するに当たり、以下の方法で推定比率を求めている。仮置きされている災害廃棄物の表面を図-6のように数か所写真撮影して組成比率を求め、組成比率に応じた重量換算を行い重量比率を推定している。

c. 岩手県での推定データ (改訂時) 7)

岩手県では、処理業務着手後 5 カ月間経過した段階で、実績データを基に推定量の見直しを実施している。

d. 各推定データの比較と結果の考察

当社で行った試験および岩手県災害廃棄物処理詳細計画に記載されている推定組成比率を図-7に示す。

①は当社が災害廃棄物処理業務着手前に実施した実験の結果、②は岩手県が平成 23 年 8 月に策定した災害廃棄物処理詳細計画において推定した組成比率、③は②を平成 24 年 5 月に見直した組成比率である。

①、②が災害廃棄物処理業務着手前に推定されたものであるのに対し、③は岩手県沿岸の各市町村で実施中の災害廃棄物処理業務から得られた多くのデータを基に見直しをされたものである。そのような観点より、③が実際の組成に最も近いと想定し、①と②の結果について以下に考察する。

まず①と③を比較する。③に比べて①は柱材・角材および不燃系混合物の割合が高い。この理由としては、①が少量 (10m³) での実験であったため、廃棄物の取り方に偏りが生じてしまったためと考えられる。ただ、不燃系混合物の割合が非常に多いという特徴は、③と合致している。

次に、②と③を比較する。②と比べて③は柱材・角材および可燃系混合物の割合が小さく、不燃系混合物の割合

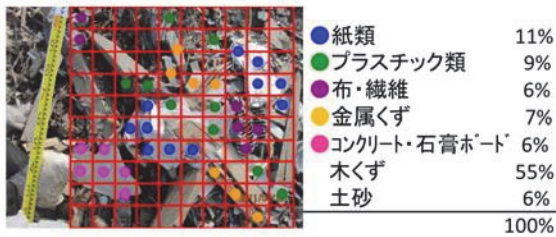


図-6 岩手県による災害廃棄物組成推定の方法

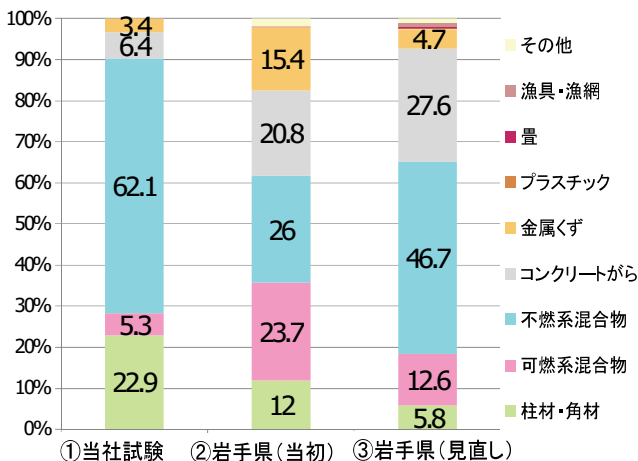


図-7 災害廃棄物推定組成比率の比較

が多い。この理由としては、以下の 2 点が考えられる。

1 点目は、災害廃棄物を市街地から撤去し仮置場に運搬する際における作業の影響である。災害廃棄物はバックホウやブルドーザーなどの重機によって集積されるが、その際にバケットと木材が接触し、破砕するような形になってしまう。そのため、柱材角材の割合が低下し、小さくなった木片が混じった不燃系混合物の割合が大きくなったと考えられる。

2 点目は、写真撮影という推定方法にあると考えられる。仮置場には屋根など存在しないため、災害廃棄物は降雨等に晒された状態で仮置きされている。そのため、廃棄物の表面に付着していた不燃系混合物などの細粒分が時間の経過とともに洗い流され、写真から判断した②の不燃系混合物割合は実態よりも少なくなってしまうと考えられる。結果として、②に比べて③の不燃系混合物割合が大きくなってしまったと推察される。

今後、災害廃棄物の推定をする際には、一定以上の容積を使用した実験と写真撮影の組み合わせが、より精度の高い組成を求める方法だと考えられる。

4. 山田地区処理実績データの分析

4.1 災害廃棄物の密度の実績データ

災害廃棄物処理統合管理システムの運搬重量データから災害廃棄物の密度変動を算出した。運搬車両の運搬容積を一定であると仮定して算出した搬入物の比重 (1 日の運搬重量と運搬台数から算出した平均値) の結果を、図-8 と図-9 に示す。

これらより、可燃系混合物と不燃系混合物の密度には大きな差異が生じていると推察できる。可燃系混合物の密度は、平均値: 0.21、最小値: 0.02、最大値: 0.62 であり、不燃系混合物の密度は、平均値: 0.61、最小値: 0.01、最大値: 2.06 であった。可燃系・不燃系混合物はともに、日変動のバラツキも大きく、既に集積されていた仮置場での災害廃棄物の密度においてもこれらの影響が反映されているであろうと推察できる。

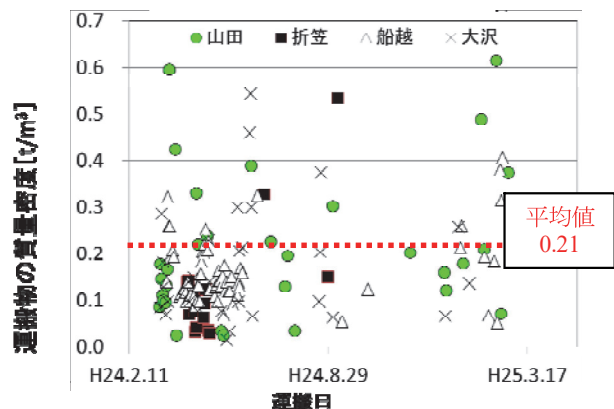


図-8 搬入された可燃系混合物の密度 (地区ごと)

これらの密度は、既往の災害廃棄物として報告されている木造家屋系の混合ごみ 0.73t/m^3 (表-5) よりも大幅に小さい。理由としては、運搬において空隙が多くあることが影響していると推察される。

また、二次仮置場における混合物と可燃物の密度データを表-6に示す。このデータは廃棄物の大きさごとに分かれたデータとなっており、混合物においては大きさ150mm以上の密度が $0.2\sim 0.8\text{t/m}^3$ 程度、40mm以上150mm以下の密度が $0.1\sim 1.0\text{t/m}^3$ 程度、40mm以下の密度が $0.6\sim 1.8\text{t/m}^3$ 程度と非常に分散していた。大きさが小さくなるほど密度が大きくなる傾向が見られたが、その理由としては、大きさが小さくなるほど密度の大きな土砂分の混入率が上がるためであると考えられる。

また、可燃物は2種類の大きさ(50mm以下、50~150mm)の密度データを取得している。50~150mmの密度が $0.2\sim 0.6\text{t/m}^3$ と変動幅が小さいのに対し、50mm以下の密度は $0.5\sim 1.9\text{t/m}^3$ と変動の幅が大きい。これも混合物と同様、大きさが小さくなるほど細粒分である土砂や小さな木片の影響を受けやすいためであると考えられる。

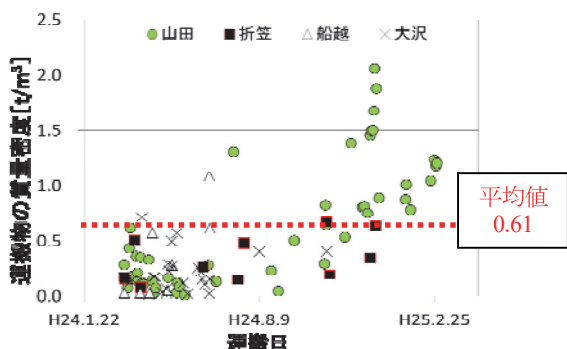


図-9 搬入された不燃系混合物の密度(地区ごと)

表-6 山田地区二次仮置場における密度データ

種類	混合物			可燃物		
	大きさ(mm)	40以下	40-150	150以上	50以下	50-150
密度(t/m^3)		0.6-1.8	0.1-1.0	0.2-0.8	0.5-1.9	0.2-0.6

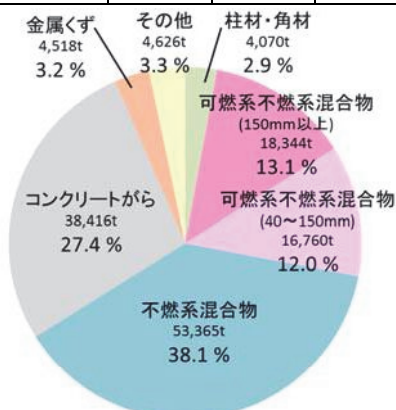


図-10 山田地区災害廃棄物破碎選別等業務委託における実績 (H25.3月末までの累計)

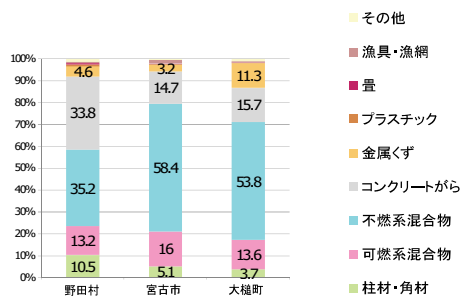


図-11 岩手県沿岸各市町村の災害廃棄物推定組成比率の比較

4.2 災害廃棄物の組成

図-10に山田地区災害廃棄物破碎選別業務での平成25年3月までの累積データを示す。山田地区では40mm以上の可燃系混合物を可燃系不燃系混合物として扱っているため若干の誤差はあるが、図-7③に示す岩手県災害廃棄物処理詳細計画(見直し)とほぼ同じ傾向を示している。ただし、全ての市町村が同じ傾向を示している訳ではなく、沿岸他市町村ではそれぞれに少しずつ特徴を持っている(図-11)。以上のことから、組成比率には地域特性の影響が大きいことが推察される。

5. あとがき

山田地区における災害廃棄物処理について報告するとともに、災害廃棄物処理統合管理システムにより得られた膨大なデータを分析した。今回は、災害廃棄物処理において重要なファクターである災害廃棄物の密度と組成に着目し、既往の災害と比較するとともに今回の災害における実績の考察を行った。災害廃棄物処理業務そのものは、平成26年3月の処理処分完了目標に向けて順調に進捗している。今後も更なるデータ収集・解析を進め、災害廃棄物処理の順調な進捗に向けて様々な角度からデータ分析を行っていきたいと考えている。本論文の執筆にあたり、岩手県と伊藤忠テクノソリューションズの協力を得た。記して謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 環境省、「沿岸市町村の災害廃棄物処理の進捗状況」、2013.2.28
- 2) 環境省、「東日本大震災に係る災害廃棄物の処理指針(マスタープラン)」、2011.5.16
- 3) 岩手県、「岩手県災害廃棄物処理詳細計画」、2011.8.30
- 4) 国立環境研究所、「災害廃棄物の重量容積変換について(第一報)」、2011.4.1
- 5) 環境省、「産業廃棄物管理票に関する報告書及び電子 manifests の普及について」
- 6) 国土交通省、「平成17年度建設副産物実態調査」
- 7) 岩手県、「岩手県災害廃棄物処理詳細計画平成24年度改訂版」、2012.5

放射性物質により汚染された農地土壌の 表土削り取り技術

Development of Techniques for Stripping the Topsoil of Radioactively-polluted Agricultural Land

中村優一* 寺口勝久*

要 旨

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北太平洋沖地震に伴う原子力発電所の事故により、福島県等を中心に農地が放射性物質により広範囲に汚染された。

農林水産省は、農地土壌等における放射性物質を除去する技術の開発を実証試験等の実施により進めてきた。農地土壌の放射性物質除去技術として、放射性物質の濃度によって、反転耕、水による土壌攪拌・除去、表土削り取り等が適用技術として示されている。特に土壌の放射性セシウム濃度が 10,000~25,000Bq/kg では表土削り取り、25,000Bq/kg 以上では固化材を使った表土削り取りが適用技術として示されている。

農地土壌の除染に対応するため、地表の凹凸に追従して放射性物質により汚染された農地土壌を削り取り、作業員への被曝を極力抑制するため、削り取りから大型土嚢への詰込が一連で可能となる放射性物質により汚染された農地土壌の表土削り取り技術を開発し、農林水産省が実施した農地除染対策実証工事に適用し、その性能を確認した。

キーワード：放射性物質汚染、除染、表土、削り取り

1. まえがき

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震に伴う原子力発電所の事故により、福島県等を中心に農地が放射性物質により広範囲に汚染された。

農林水産省は、農地土壌等における放射性物質を除去する技術を開発するために、内閣府総合科学技術会議、文部科学省、経済産業省と連携して、平成 23 年度科学技術戦略推進費「放射性物質による環境影響への対策基盤の確立」により、農地土壌等における放射性物質除去技術の開発に取り組んだ¹⁾。ここでは、地目（水田、畑）や汚染程度を考慮した上で、農地土壌除染技術の適用の考え方および各技術の詳細を取りまとめ、平成 24 年 3 月に、これを基に「農地土壌の放射性物質除去技術（除染技術）作業の手引き」²⁾が取りまとめられた。

取りまとめられた農地土壌の放射性物質除去技術（除染技術）として、放射性物質の濃度によって、反転耕、水による土壌攪拌・除去、表土削り取り等が示されている。特に土壌の放射性セシウム濃度が 10,000~25,000Bq/kg では表土削り取り、25,000Bq/kg 以上では固化材を使った表土削り取りが適用技術として示されてい

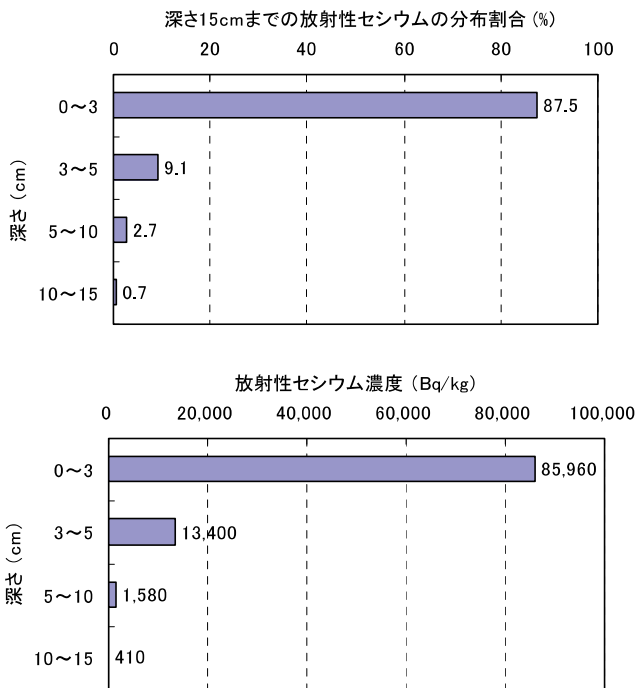
る。

農林水産省は、これらの確認された対策技術や知見を踏まえ、今後の除染作業における施工方法、施工管理方法、安全衛生管理方法の確立とそれに伴う除染作業の歩掛等の作成に資する基礎データを収集することを目的に、一定規模の圃場等において除染技術の実用化に向けた実証試験を実施した。実証試験は、平成 24 年 2 月に福島県飯館村および川俣町の約 40ha の農地を対象に「農地除染対策実証工事」として実施された。

農地土壌の除染技術として、放射性物質による汚染農地の表土削り取り技術（以降、ロータリーカッター工法、と記す）を開発した。ロータリーカッター工法は専用のアタッチメントを装着した重機（以降、ロータリーカッター機、と記す）を使用し、表土を削り取る工法である。本工法を、上記の農地除染対策実証工事の一技術として適用し、福島県飯館村において実証施工した。本報では、開発したロータリーカッター工法の概要および実証試験施工結果について述べる。

2. 農地除染の基本的な考え方および汚染状況

* 東日本支社機械部



図一 放射性物質濃度の事前調査結果 (農水省)

農地除染に当っては、周辺住民に与える放射線量を低減することに加えて、農業生産を再開できる条件を回復し、安全な農作物を提供するため、土壌中の放射性物質の濃度を低減することが重要である¹⁾。

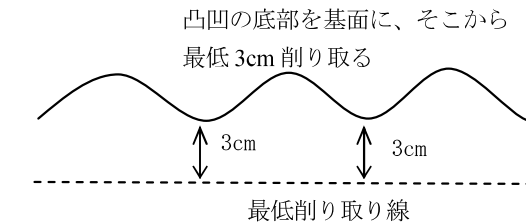
土壌と農作物の放射性物質濃度の間の相関は明確にされていないが、放射性物質の土壌から農作物への移行の観点から土壌中の放射性物質濃度を可能な限り減少させることが重要である。一方、土壌中の放射性物質を可能な限り減少させる際には、農地が有する食料生産基盤としての機能を維持するため、作土層をできるだけ保全する配慮が重要とされている¹⁾。

したがって、農地の表土削り取りによる除染においては、目標とする放射線量の低減に必要な設計削り取り厚さを削り取るとともに、作土層を保全するために設計削り取り厚さをできるだけ超過しない技術が求められている。

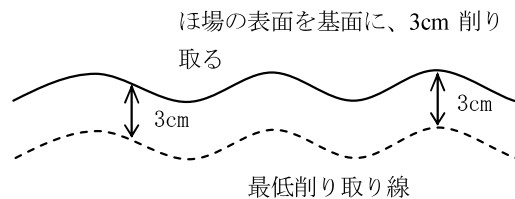
また、現在の国の計画では、削り取った汚染土壌は3年間仮置場に保管され、その後30年間を目安に中間貯蔵施設で長期保管することになっている。汚染土壌の削り取り深さを深くすれば、放射線量低減が確実になるが、中間貯蔵施設で保管する廃棄物の量が膨大になる。この廃棄物処理の観点からも設計削り取り厚さをできるだけ超過しないことが必要である。

農地除染対策実証工事前調査結果³⁾から、農地土壌に分布する放射性セシウムについて以下の状況が判明していた。

- i. 原子力発電所の事故により大気中に放出された放



(a) 小さな起伏がある場合の削り取りの考え方



(b) 大きな起伏がある場合の削り取りの考え方

図二 削り取りの考え方

射性セシウム (Cs134、Cs137 の合計) は耕起していない農地土壌では、その大半が表面から3cmの深さに存在する (図一参照)

- ii. 放射性セシウムは、粘土やシルトなど細かい土粒子に多く結合している
- iii. 放射性セシウムは、農地土壌中の粘土粒子等と強く結合し、容易に水に溶出しにくい

以上のような農地除染の基本的な考え方、汚染状況より、平成24年2月に実施された農地除染対策実証工事において、設計(最低)削り取り厚さは3~5cmと設定された。

図二に、設計削り取り厚さを3cmとした場合の表土削り取りの考え方を示す。図二(a)は、水田において削り取り機械では追従できないような小さな起伏がある場合の削り取りの考え方を示している。図二(b)は、畑における大きな畝等、大きな起伏がある場合の削り取りの考え方を示している。

3. ロータリーカッター工法の開発

農地における放射性物質による汚染土壌に対し、余剰な削り取り土量を抑制し、表土を設計削り取り厚さで効率的に削り取る工法を開発するに当たり、現地踏査の結果から開発目標を次のように設定した。

- i. 対象の水田は数年間休耕田であり、表土もかなり固結した状態のため、削り取り機は通常の農機具以上のパワーを装備させる

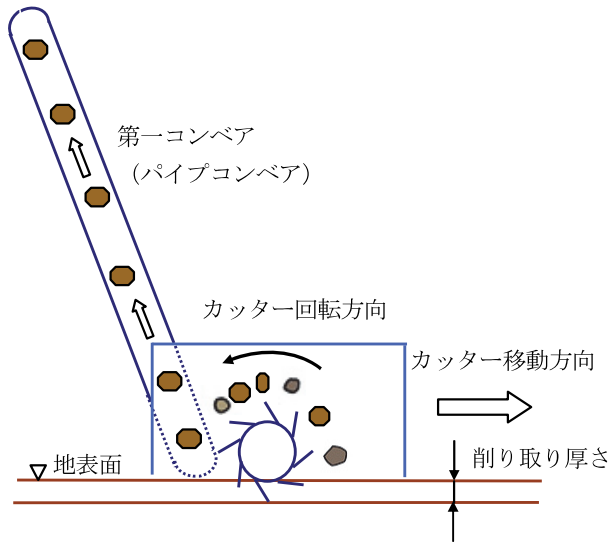


図-3 表土削り取りの模式図

表-1 ロータリーカッター1号機の仕様

名 称	仕 様
電動カッター	切削幅 700mm、11kw 回転数 1,100 r^{-1}
第一コンベア	パイプコンベア φ200mm チェーン駆動式
第二コンベア	ベルトコンベア W=350mm、L=7m 密閉型
ベースマシン	0.45 m^3 級バックホウ
発電機	60kVA

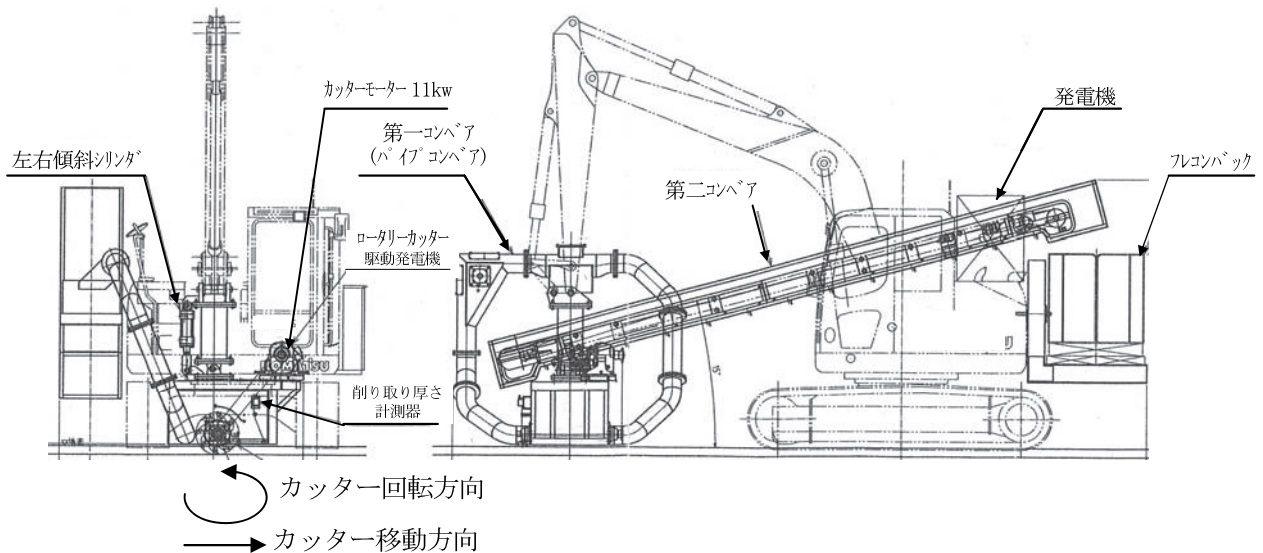


図-4 ロータリーカッター1号機の構造図

- ii. 水田には稲株や草根、畑には牧草根が存在するが、根を掘り起こす機構では、必要以上の大量の土壌を廃棄物として処理しなければならないため、設計深さの位置でカットできるものとする
- iii. 実証試験施工対象の田畑を現地踏査した結果、全体的に 10cm~15cm の溝状の凹凸が存在していたため、田畑の表面の凹凸に追従できるように、削り取る機械は前後左右に自在の動きが可能なものとする
- iv. 削り取り作業時に、運転席において削り取り厚さを確認できる
- v. 作業員の被曝量を低減できるように、削り取りから大型土嚢（以下、フレコンバックと記す）への詰込みまでを人力を介さず、一連のシステムで可能なものとする

3.1 ロータリーカッター1号機

ロータリーカッター工法に使用するロータリーカッター機は、ハンマーナイフ式（回転羽根による芝刈り方式）カッターを装着したクローラ型掘削機である。図-3に示すように、ハンマーナイフ式カッターを表土に押し付け、スライドさせて表土を削り取る。削り取られた表土は、アタッチメントに併設された2つのコンベア（第一コンベア、第二コンベア）を介して直接、フレコンバックに袋詰めされる。

開発した表土削り取り機の構造図を図-4に、表-1に仕様を示す。ベースマシンは、0.45 m^3 級バックホウを用いた。バックホウのアーム先端に、ハンマーナイフ式カッターと削り取った表土を第二コンベアに搬送する第一コンベア（パイプコンベア）を装備したアタッチメントを装着している。削り取った表土は、第一コンベア

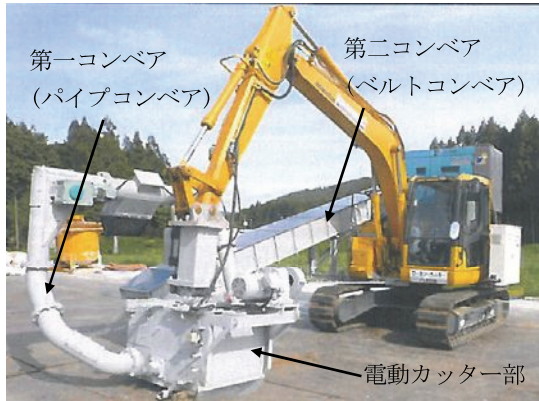


写真-1 ロータリーカッター1号機

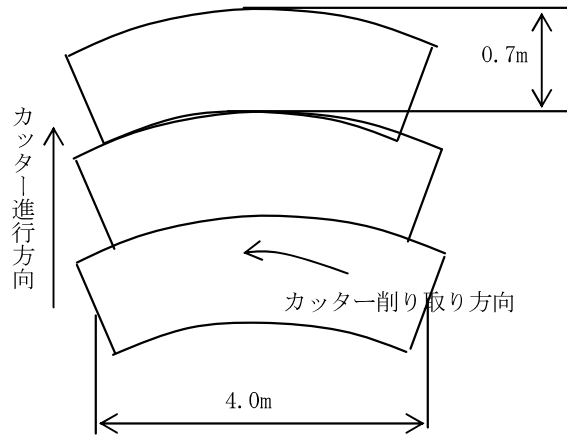


図-5 ロータリーカッター削り取り形状

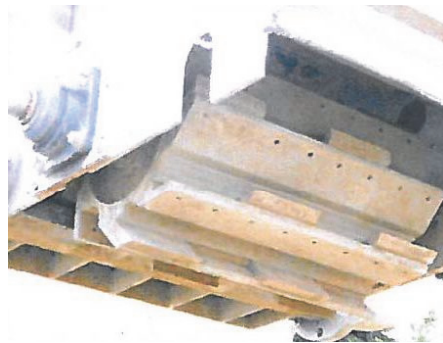


写真-2 カッター部

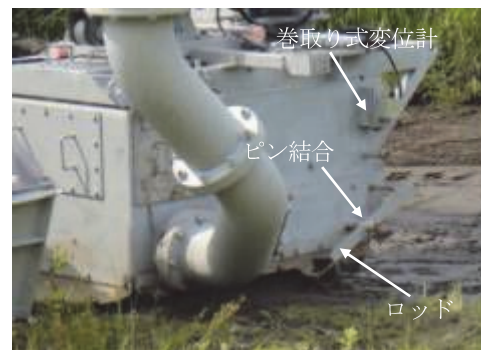


写真-4 削り取り厚さの測定状況



写真-3 第一コンベア (パイプコンベア)



写真-5 ロータリーカッター1号機による実証試験状況

から第二コンベアに受け渡され、バックホウ後部に設置したフレコンバックに搬送される。

写真-1に機械の全景を、写真-2にカッター部を、写真-3に第一コンベア (パイプコンベア) を示す。

表土削り取り機の構造を検討するに当たり、削った土砂等を円滑に第一コンベア部まで移動させることが技術的な重要課題であった。カッターを毎分 1,100 回転と高速回転にすることにより根株等の切削を可能にし、削った土砂等を跳ね飛ばすことで、第一コンベアまで移動させる機構とした。

削り取り方法は、図-5に示すように、バックホウの

旋回により 1 サイクルの施工範囲を縦：約 0.7m、横：約 4.0m の扇形状とし、前進しながらの削り取りが最も効率的であることを事前に確認した。

削り取り厚さを、写真-4に示すように、カッター函体の側面に取り付けた回転可能なピン結合されたロッド状ストローク計により確認する方式とした。ロッド先端を常に表土の表面に接地させ、ロッドの反対側の端部に取り付けた巻取り式変位計によりカッター函体と表土との離間距離 (削り取り厚さ) を測定する。測定結果は、運転席に表示され、オペレーターがリアルタイムに削り取り厚さを確認できるようにした。

表-2 農地除染実対策証工事・削り取り工法における工法別評価¹⁾

工法名	バックホウによる削り取り工法		ワイパー工法			ロータリーカッター工法※	ターフストリッパ工法	スキマー工法
	標準運搬	吸引※	コンベア	吸引※	標準運搬			
使用機械	バックホウ バックホウ(詰込用) 不整地運搬車	バックホウ 汚泥吸排車	バックホウ(削り取り用エッジ付き) スクリューコンベア 不整地運搬車	バックホウ(削り取り用エッジ付き) バックホウ(バキューム機付き) 汚泥吸排車	バックホウ(削り取り用エッジ付き) バックホウ(詰込用) 不整地運搬車	バックホウ(回転羽式掘削機・チェーンコンベア付) クレーン機能付きバックホウ(土のう運搬用)	トラクタ(ベルトコンベア付) ターフストリッパ 不整地運搬車	自走式削り取り機(デルタテーブル・ベルトコンベア付) 不整地運搬車
設計削り取り厚さ	5cm/3cm	3cm	5cm/3cm	5cm/3cm	5cm/3cm	5cm	3cm	3cm
平均削り取り厚さ mm	60.6/47.8	40	61.6/48.4	62.0/42.0	61.6/48.4	60.1	49.5	46.9
厚さ増加率 %	121/159	133	123/161	124/140	123/161	120	165	156

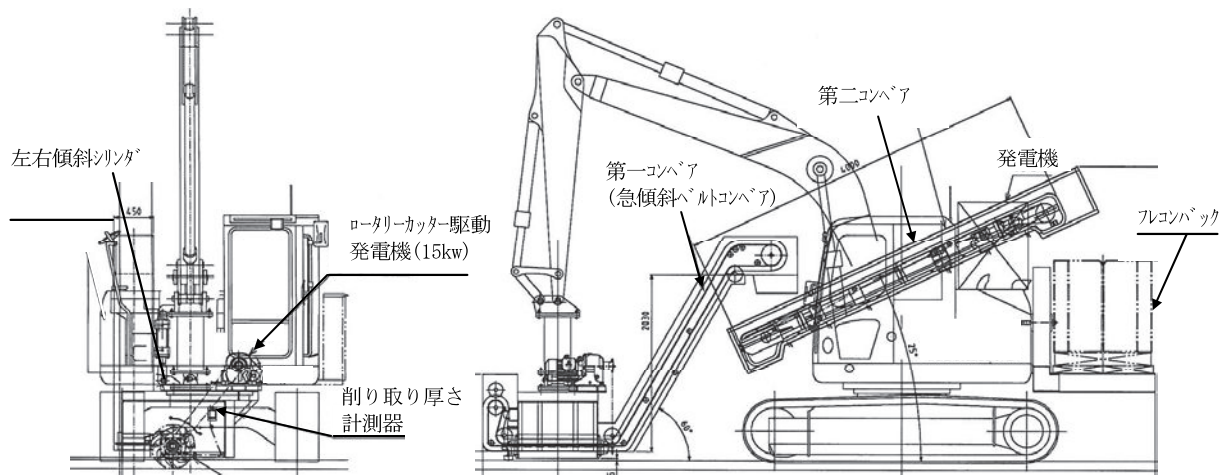


図-6 ロータリーカッター2号機の構造図

ロータリーカッター1号機を試験施工を経て、農地除染対策実証工事として飯館村に導入し、0.7haの実施工を行った。施工状況を写真-5に示す。

農地除染対策実証工事において実施された表土削り取り技術の実証施工結果について、表-2に平成25年2月に農林水産省が作成した工法別評価を示す。

表-2に示すように、設計削り取り厚さ5cmに対し、ロータリーカッター工法による平均削り取り厚さは6.01cmであり、削り取り厚さ増加率は120%であった。ロータリーカッター工法の削り取りの厚さ増加率は他工法と比較して小さく、非常に優れた結果となっており、ロータリーカッター工法の開発目標を達成することができたと考える。

しかし、「含水比が高い土壌および草根はチェーンコンベアに詰まりやすい」ことが問題として示された。

第一コンベアに採用したパイプコンベアは、写真-3

に示すようにφ200mmのパイプ内にチェーンで約30cm間隔に連結した円形の鉄板をエンドレスで移動させることにより土砂等を運搬するチェーンコンベアの種類である。このパイプの内面に水分が多い粘土が貼り付き、徐々に蓄積されていくため、詰まる原因となった。

これが表土削り取りの施工能力を大きく妨げる要因となり、平均の施工能力は10m²/hr、30m²/日程度であった。

また、その他の問題として、第二コンベアが長く、地表との離隔が小さいため、傾斜地にロータリーカッター1号機が進入する際に、地面に第二コンベアが接触する状況が発生した。

3.2 ロータリーカッター2号機

農地除染対策実証試験工事の結果を踏まえ、1号機を改良し、ロータリーカッター2号機を製作した。図-6に、ロータリーカッター2号機の構造図を示す。

表-3 ロータリーカッター2号機の仕様(変更点)

名 称	仕 様	
	変更前	変更後
電動カッター	11kw	15kw
第一コンベア	パイプコンベア	急傾斜ベルトコンベア
第二コンベア	L=7m	L=4m
発電機	60kVA	50kVA



写真-6 葛尾村仮置場工事における施工状況

ロータリーカッター1号機から変更した仕様の変更点を表-3に示す。

主な変更点は、以下の通りである。

- i. パイプコンベアのパイプ内面に水分が多い粘土が次第に堆積し、パイプ内に掘削土砂が詰まる原因となるため、第一コンベアをパイプコンベアから急傾斜ベルトコンベアに変更した
- ii. 傾斜地にロータリーカッター機が進入する際、第二コンベアが地面に接触しないように、第二コンベアの長さを短くした
- iii. 切削能力を向上させるため、電動カッターのモーター容量を大きくし、それに伴い発電機の発電容量も大きくした

ロータリーカッター2号機を葛尾村の仮置場現場において試験施工した。写真-6に施工状況を示す。

施工結果を以下に示す。

- i. ロータリーカッター2号機の施工能力は30m²/hr、120m²/日であり、1号機に比べ、施工能力が向上した
- ii. 第一コンベアをベルト式とすることにより、ベルトと共に搬出土砂が移動し、粘性土においても周囲との摺動面がなくなり、搬出土砂の貼り付きがなくなった
- iii. カッターモーター容量を大きくすることにより切削能力が向上した
- iv. 第二コンベアを短くすることにより傾斜地に進入する際にも、第二コンベア前部の地面への接触、支障することが回避できた

以上のように、ロータリーカッター2号機では、ロータリーカッター1号機の問題点を改善し、施工効率が向上した。これにより、農地土壌の放射性物質により汚染された農地土壌の表土を、効率的に、設計削り取り深さで削り取ることができるロータリーカッター工法を確立することができた。

6. あとがき

ロータリーカッター2号機においても当初想定していない15cmを超えるような礫があった場合は詰まり等が発生した。第一コンベアのベルトコンベアの軸とベルトとの隙間が15cm程度しかないと、その間に礫が詰まってしまうことが原因であった。これに対しては、屈折用ローラを軸式固定から外側からの独立軸受け式に変更する等の改造により、このような礫に対しても対応が可能と考えている。

今後、ロータリーカッター工法が農地土壌の除染工事に適用され、放射性汚染除去に貢献できる機会があることを期待する。

【参考文献】

- 1) 農林水産省、「農地除染対策の技術書(第1編調査・設計編)」、平成25年2月
- 2) 農林水産省、「農地土壌の放射性物質除去技術(除染技術)作業の手引き 第1版」、平成24年3月
- 3) 農林水産省、「農地土壌の放射性物質除去技術(除染技術)について」、平成23年9月14日

