

# 覆工コンクリートの急速施工法の開発

ーひび割れ誘発目地の形成機構を有するセントルを用いた実大施工実験ー

## Rapid Construction System for Concrete Lining

### - Full-Scale Construction Experiment Using Tunnel Formwork Carriage Incorporating Formative Mechanism of Crack-Inducing Joints -

齋藤隆弘\* 浜田 元\* 小野 緑\* 張志セン\*\* 黒岡健司\*\*\*

#### 要 旨

覆工コンクリートの急速施工法として、1 施工スパンを延長するロングスパンセントル方式の開発に取り組んでいる。この方法では 1 施工スパンが通常より長い為、不特定箇所におけるひび割れ発生リスクが増大する。このため、コンクリート打設前に金属製の目地板をセントル中央部に設置し、コンクリート硬化後に引き抜くことにより、ひび割れ誘発目地を形成する方法を考案した。

この方法の実施工への適用性を確認するため、実規模の模擬トンネルにおいて実大施工実験を実施した。その結果、目地板がスパン中央部にあってもコンクリートを確実に充填できること、コンクリート硬化後に目地板の引抜きが容易に行えること、目地周辺のコンクリートに品質上の問題がないこと、目地の形成によりひび割れを誘発できることを確認した。

キーワード：覆工コンクリート、ロングスパンセントル、ひび割れ誘発目地、実大施工実験

#### 1. まえがき

覆工コンクリートの急速施工（月進 200m 程度）を実現する方法として、従来の2日に1回の打設サイクルを確保しつつ、施工スパン長を通常の 10.5m から 18m 以上に延長する工法の開発に取り組んだ。

本施工法においては、1施工スパン長が通常よりも長い為、覆工コンクリートの温湿度変化に伴うひび割れ発生リスクが増加する。通常の施工では10.5mごとに施工するケースが多く、施工スパン間の鉛直打継目が開口することにより、ひび割れ誘発目地と同様の役割を果たしている。そこで、施工スパン長18m以上のセントルでは、通常の施工と同等の目地の間隔を確保するため、その中間にひび割れ誘発目地を設けることとした。ロングスパンセントルによる施工を図-1に示す。

従来の目地形成方法として、コンクリート打設後に

カッター切断する手法が見られるが、この場合、カッター切断前にコンクリートにひび割れが発生する恐れがある。これに対して目地板を打設前に設置する方法が有効と考えられるが、引抜き時に隣接した目地板が接触することから、目地板の間に隙間を設ける必要がある。このため本開発では、打設前にセントル中央部に目地板を設置し、コンクリート硬化後に目地板を引き抜くことで目地を形成し、なおかつ目地に切れ目がなく、連続していることを条件として目地形成方法を考案した。

この方法では、目地板によりコンクリートの充填性が損なわれないこと、コンクリートを損傷することなく目地板を引き抜けること、形成された目地によりひび割れが誘発できること、の3点が課題といえる。そこで、これらの課題について、(一社) 施工技術総合研究所（静岡県富士市）の模擬トンネル（断面積 78m<sup>2</sup>、長さ 80m）にて施工実験を行って検証したので、結果を報告する。

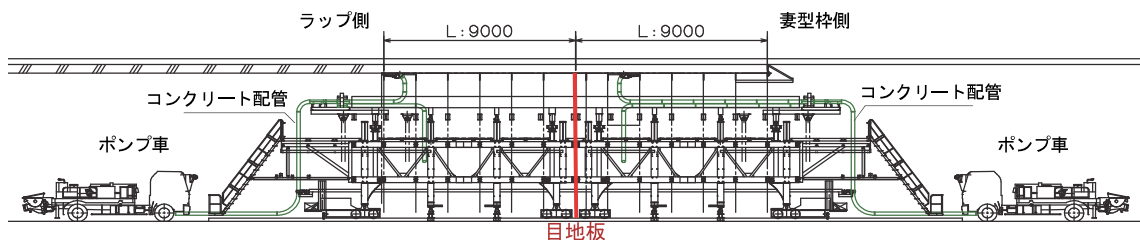


図-1 ロングスパンセントルによる施工

\* 技術研究所土木研究グループ \*\* 東日本支社土木技術部 \*\*\* 東日本支社リニューアル技術部

2. 実験方法

2.1 実験用セントル

実験用セントルの概要を図-2に示す。実験用セントルは、延長を 9.5m とし、スパン中央に金属製目地板を配置する構造とした。

目地板を挟み妻型枠側、既設部とラップする側（以下、ラップ側）の両側の打設空間にコンクリートを打ち込めるように、セントル前後に配管を 2 系統配置した。また、左右同時打設を可能とするため、セントル内に分岐管を設置し、側壁部、肩部には、流し込み、圧入により連続してコンクリートを打ち込めるように、吹上口を設置した。

2.2 目地板

目地板の仕様を表-1に、配置図を図-3に示す。ハの字型の目地板と逆ハの字型の目地板を交互に配置することにより、隣り合う目地板同士の設置・引抜き時の干渉を回避した。作業性、重量を考慮し、目地板の円周方向の延長を最大 780mm とした。この結果、本実験では全周で 33 枚の目地板を使用し、連続した目地を形成できるようにした。

一般的に、ひび割れ誘発目地の断面欠損率を 50%程度以上とすることで、確実にひび割れを誘発できる場合が多いとされている<sup>2)</sup>。これに基づき、一般的な覆工の巻厚(30cm~40cm)を想定し、目地板のコンクリートへの最大の挿入深さを 200mm とし、100mm のパターンも設定した。また、目地板を設置する箇所には、あらかじめダミージョイント(高さ 50mm)を設置しており、その間に目地板を挿入した。

2.3 目地板接着防止薬剤

コンクリート硬化後の目地板の引抜きに要する力を低減するとともに、コンクリートに作用する荷重を低減し、目地周辺のコンクリートの損傷を防ぐ必要がある。事前の試験では、型枠用の剥離剤を目地板に塗布したが、コンクリートの強度が一定以上になると、引抜き時に過大な力が必要となり、周囲のコンクリートの損傷も見られた。他の塗布剤を検討した結果、杭等の引抜きを容易にする特殊ポリマー（フリクションカッター<sup>®</sup>）を用いることで、コンクリート硬化後も目地板を容易に引き抜け、周囲のコンクリートの損傷も回避できることを確認した。この薬剤は、水分との接触で膨潤・ゲル化し、目地板とコンクリートの接着を防ぐ効果がある。これを目地板に塗布、乾燥させたのち、目地板をセントルに設置し、コンクリートを打設した。目地板は打設翌日に引き抜いた。

2.4 コンクリートの配合

コンクリートの配合を表-2に示す。補強鉄筋のないケースでは、最大骨材径40mmの普通コンクリート（21-15-40N）を使用し、補強鉄筋のあるケースでは、最大骨材径25mmの普通コンクリートを使用した。目地板を設置したケースには、普通コンクリートの他、中流動コンクリート（繊維入り）、中流動コンクリート（繊維なし）、高流動コンクリートを使用したケースを設定した。

2.5 実験ケース

実験ケースを表-3に示す。実験用セントルはロングスパンではないため、ロングスパンセントルでの施工状況を次のように想定し、実験ケースを設定した。

表-1 目地板の仕様

目地板	断面形状 (単位: mm)
挿入深さ 200mm テーパあり アルミ	L=200 6 ≡ ≡ ≡ 2
挿入深さ 100, 200mm テーパなし 鉄	L=100, 200 3.2 ≡ ≡ ≡ 3.2
挿入深さ 100mm テーパあり 鉄	L=100 6 ≡ ≡ ≡ 2

円周方向の長さ：最大 780mm

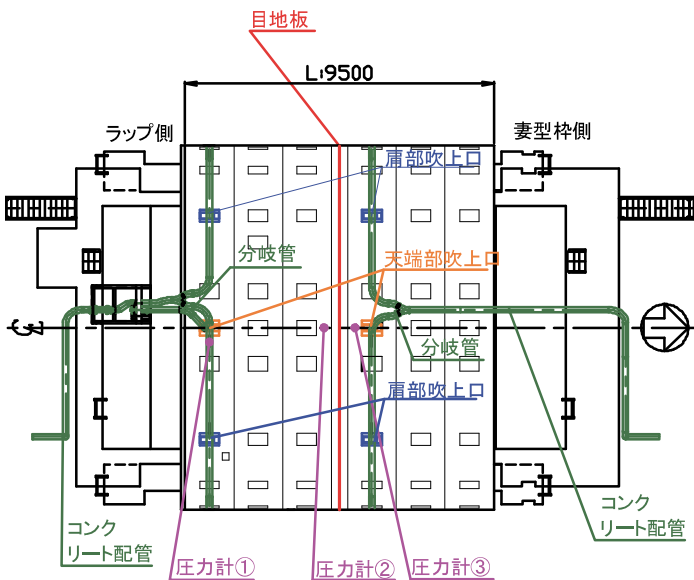


図-2 実験用セントルの概要

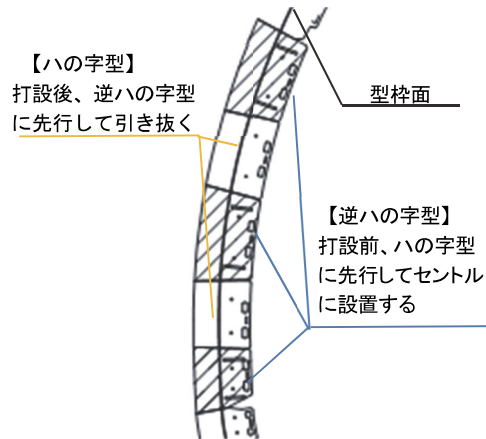


図-3 目地板の配置図(側壁部)

表-2 コンクリートの配合

配合名	W/C %	s/a %	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					非鋼繊維 %/Vol	備考
			セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤		
21-15-40N	58.5	40.5	265	155	763	1129	2.65	-	最大骨材径 40mm
21-15-25N	58.5	46.9	282	165	864	986	2.82	-	最大骨材径 25mm
24-21-20N	50	54.3	350	175	956	811	4.20	0.3	中流動(繊維入り)
24-21-20N	50	54.3	350	175	956	811	4.20	-	中流動(繊維なし)
40-60-20N	40.5	54.3	433	175	919	779	5.85	-	高流動(自己充填ランクⅡ)

表-3 実験ケース

Case	コンクリート種	補強鉄筋	目地板						側壁部～肩部の打設		天端部の打設	
			有無	種類				配管系統の数		打設方法	打設口の位置と口数	
				挿入深さ(mm)		厚さ(mm)						材質
左	右	左	右	左	右	左	右					
1	普通コンクリート(21-15-40N)	無筋	なし	-	-	-	-	-	-	1(既設側)	流し込み	既設側の天端部吹上口
2	普通コンクリート(21-15-40N)	無筋	なし	-	-	-	-	-	-	1(既設側)	圧入	既設側の天端部吹上口
3	普通コンクリート(21-15-40N)	無筋	あり	200		6-2		アルミ		2	圧入	2か所の天端部吹上口
4	普通コンクリート(21-15-25N)	有筋	なし	-	-	-	-	-	-	1(既設側)	圧入	既設側の天端部吹上口
5	普通コンクリート(21-15-25N)	有筋	あり	100		6-2		鉄		2	圧入	2か所の天端部吹上口
6	中流動コンクリート(24-21-20N)	有筋	あり	200		6-2		アルミ 鉄		2	圧入	4か所の肩部打設口
7	高流動コンクリート(40-60-20N)	有筋	あり	200	100	3		鉄		2	圧入	4か所の肩部打設口
8	中流動コンクリート(24-21-20N)	無筋	あり	200		6-2		アルミ 鉄		2	圧入	4か所の肩部打設口

■ 施工状況① ■ 施工状況② ※表中、目地板の欄で、左・右は、セントルの進行方向に対する表記である。

[施工状況① : Case1、2、4]

- 想定：ロングスパンセントルの片側9m（打継目～目地、目地～妻型枠）の施工状況
- 目的：1系統でセントルの片側を施工したときのコンクリートの流動状況およびコンクリート品質の確認、ダミージョイントによる断面欠損が50mmの場合のひび割れ誘発状況の確認

[施工状況② : Case3、5、6、7、8]

- 想定：ロングスパンセントルのスパン中央に目地板が設置された条件での施工状況
- 目的：目地板を設置したときのコンクリートの流動状況およびコンクリートの品質の確認、目地板の引抜き状況の確認、断面欠損が100mm～200mmの場合のひび割れの誘発状況の確認

また、Case4～Case7においては、補強鉄筋（主筋D19@200、配力筋D16@300）を設置した。

2.6 測定項目

打設中には、コンクリートの流動性状や締固め・充填状況を目視観察するとともに、圧力計や充填検知センサーを用いて、不可視部の充填状況を観測した。脱型後に圧入時のコンクリートの流れを識別できるように、異なる色の顔料をアジテーター車1台ごとに投入した。

打設翌日の脱型前に、目地板を引き抜き、目地板1枚ごとに引抜き荷重を測定した。

脱型後には、覆工天端部背面の空洞の有無を確認するため、電磁波レーダー探査とコアボーリングを行った。また、硬化コンクリートの品質を確認するため、コンクリートコアの圧縮強度試験、テストハンマー強度試験、トレント法による表面透気試験を行った。ひび割れ誘発目地部では、側壁部と天端部においてコア採取を行い、

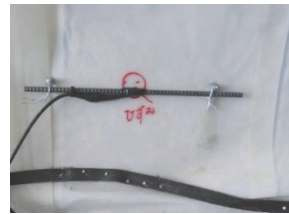


写真-1 ひずみ計測用鉄筋



写真-2 目地部変位計

ひび割れの発生状況を確認するとともに、目地部とバルク部（目地から離れたコンクリート内部）において水銀圧入式細孔径分布測定を行った。

脱型後の目視観察では、コンクリートの流動性状、打設したコンクリートの仕上がり状況、目地板を引き抜いた目地周りの欠損やひび割れの有無を確認した。なお、目地の一部分では、目地表面を露出させて観察し、テストハンマー試験を実施した。

形成した目地によるひび割れの誘発については、その状況を確認するため、スパン中央のコンクリート内部（GL+500mm）に、ひずみゲージを貼り付けた鉄筋（D10）を埋設し測定した。また、熱電対を防水シート面に取り付け、コンクリート温度を測定した。脱型後には、形成された目地を挟んで変位計を設置し、目地部の変位を測定した。写真-1にひずみ計測用鉄筋の設置状況、写真-2に目地部の変位計を示す。

3. 実験結果

3.1 天端部の打設状況

覆工天端部では、目地板により打設空間が遮られており、この箇所でのコンクリートの充填性に注意を払う必要がある。目地板がなく既設側の吹上のみを使用したケース（Case2）、目地板があり、天端充填の最終段階で、

ラップ側の吹上口のみを使用し打設したケース (Case3)、ラップ側の吹上口によりラップ側の空間を充填後、妻型枠側の吹上口により充填を行ったケース (Case5) について、天端部充填時の型枠の圧力を比較するとともに、充填状況を確認した。

打設時の天端部の圧力を図-4、図-5、図-6に示す。圧力の測定位置は図-2に示されている。目地板のないCase2では、各箇所での最大圧力は60kPa~75kPaの範囲内で大きな差はない。これに対し目地板があり、充填の最終段階でラップ側の吹上口のみを使用したCase3では、充填完了時に、目地板のラップ側 (圧力計②) および吹上口に近い箇所 (圧力計①) の圧力が、著しく上昇した。この結果、セントルの許容圧力 (80kPa) を超えるだけでなく、目地板の前後での圧力差が140kPa程度となり、目地板に著しい偏圧が作用し、変形した。一方、目地板があり、充填の最終段階で妻型枠側の吹上口を使用したCase5では、最大圧力は30kPa以下と比較的低い範囲となり、目地板の変形も見られなかった。なお、検測ピン、コア抜き、電磁波レーダー探査の結果、いずれのケースでも完全に充填されていることを確認した。目地の形成状態、目地板の施工性、天端の充填状況を考えて、目地板をセントル中央部に配置した場合には、天端部打設の最終段階では、ラップ側の吹上口のみを使用するのではなく、妻型枠側の吹上口も使用することが望ましい。

### 3.2 目地板の引抜き

目地板の引抜き状況を写真-3、引抜き後の目地板の状況を写真-4に示す。引抜き後の目地板には、前述の

特殊ポリマーが吸水膨張し、ゲル化したものが付着していることから、目地板とコンクリートの摩擦力の低減効果が想定どおりに発揮されたと考えられる。

各ケースにおける目地板の引抜き荷重の平均値を表-4に示す。Case6を除き、引抜き荷重の平均値は3kN以下であり、人力もしくはレバブロックにより引抜き可能であった。事前の試験では、特殊ポリマーを使用した場合、0.3kN程度の荷重で引抜き可能であったが、これと比較すれば、大きな荷重を要している。この要因として、目地板同士の接触、セントルと目地板の接触、打込み時における特殊ポリマーの剥がれ等の可能性が考えられる。また、Case6では、他のケースと比較して著しく大きな荷重を要しているが、その要因の一つとして、コンクリートに繊維が混入されたことにより、目地板とコンクリートの摩擦抵抗が増大したことが考えられる。このため、繊維を混入するコンクリート配合では、特殊ポリマーの塗布回数を増やす、もしくは引抜きを行う時間を早めるなどの対策が必要と考えられる。

Case5、Case7、Case8では、コンクリートの呼び強度に差異はあるが、これによる引抜き荷重の相関は明確には見られない。このことから、高流動コンクリートのようにセメント量が多く、強度発現性の高いコンクリートを使用した場合でも、普通コンクリートと比較して特別な配慮は不要であると考えられる。

図-7に、Case7における、目地板単位面積あたりの荷重と引抜き材齢との関係を示す。本ケースでは一部の目地板を用い、打設終了直後における引抜きを試行し、残りを翌日に引き抜いた。この荷重は、引抜き荷重を目

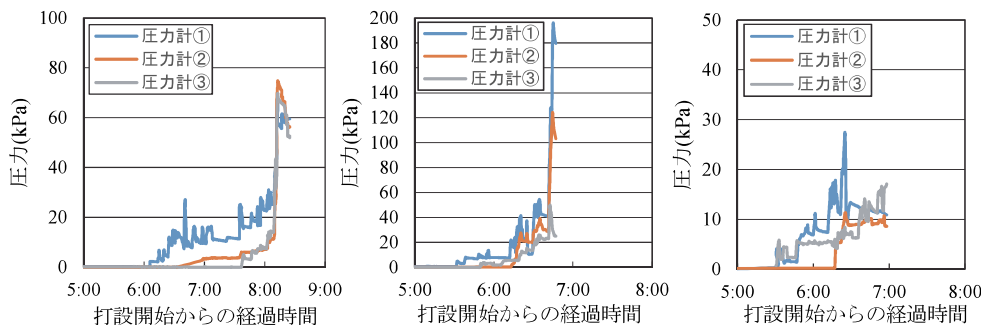


図-4 天端部の圧力(case2) 図-5 天端部の圧力(case3) 図-6 天端部の圧力(case5)



写真-3 目地板引抜き状況



写真-4 引抜き後の目地板の状況

**表-4 目地板の引抜き荷重**

Case	コンクリート種	鉄筋	目地板							
			左			右				
			材質	挿入深さ mm	厚さ mm	引抜き荷重 kN	材質	挿入深さ mm	厚さ mm	引抜き荷重 kN
3	21-15-40N	無	アルミ	200	6	-	アルミ	200	6	-
5	21-15-25N	有	鉄	100	6	1.76	鉄	100	3	0.84
6	24-21-20N 中流動(繊維入り)	有	アルミ	200	6	11.51	鉄	200	3	10.49
7	40-60-20N (高流動)	有	鉄	200	3	2.54	鉄	100	3	0.55
8	24-21-20N 中流動(繊維なし)	無	アルミ	200	6	2.68	鉄	200	3	0.66

※ Case3では、荷重計の不備により、引抜き荷重を計測できていない

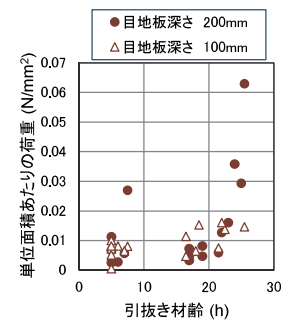


図-7 単位面積あたりの引抜き荷重と材齢(Case7)

地板がコンクリートと接触している部分の面積で除することにより算出した。目地板の深さが200 mmの場合において、数枚の目地板で荷重が極端に大きくなる場合が見られるが、これ以外では目地の深さが異なっても、面積あたりの荷重の違いは見られない。引抜き材齢が20時間となるまでは、単位面積あたりの引抜き荷重は0.02N/mm<sup>2</sup>以下であるが、その後材齢の増加に伴い、荷重が増加する傾向を示した。このことから、目地板の引抜きを容易に行うためには、コンクリート硬化後、なるべく速やかに、少なくとも打設翌日の作業開始直後から行う必要がある。

目地板の引抜きには、引抜きに労力を要したCase6以外でも、1打設ごとに2時間程度を要している。作業時間の短縮のためには、効率的に引抜きを行える仕組みを考案する必要がある。

### 3.3 ひび割れ誘発目地周辺のコンクリートの品質

写真-5、写真-6に、Case3における、目地部の仕上がり状況を示す。Case3では、コンクリート打設時の圧力により目地板が変形したが、これを含めて全ケースにおいて、目地周辺にひび割れや角欠けなどは見られず、目地板引抜き時に、コンクリートに過剰な負荷を与えていないことがわかる。

写真-7に、Case3において、側壁部のひび割れ誘発目地を露出させた面を示す。露出面は平滑であり、ひび

割れなどは見られない。この面においてテストハンマー試験を行った結果を表-5に示す。比較のために、目地付近のコンクリート表面で測定した結果も併記する。目地の露出面でのテストハンマー強度は、付近のコンクリートにおける強度とほぼ同等である。天端部のコアを用いた細孔径分布の測定結果を図-8に示す。目地部とバルク部の細孔径分布に大きな違いはなく、目地の形成によりコンクリートの緻密性に影響する細孔構造に違いがないことがわかる。このことから、目地露出面は、強度、ひび割れ、仕上がり、緻密性の面において、型枠により形成された面と同等の品質であると考えられる。

### 3.4 目地によるひび割れの誘発

図-9に、計測用鉄筋のひずみを示す。計測用鉄筋は、側壁部の目地背面に埋設されており、目地部にひび割れが誘発された場合、ひび割れ幅の拡大とともに、引張ひずみが増加すると考えられる。このため、計測用鉄筋のひずみを測定することにより、ひび割れの誘発時期の判定と進行状況を判断することができる。目地を形成しないケースについてはひずみの急増が見られないのに対して、目地を形成したケースについては、いずれも打設開始から2日程度～3日程度の範囲でひずみが急増しており、この時期に側壁下部において、ひび割れが誘発されたと考えられる。

写真-8にCase5における目地内正面の状況、写真-



写真-5 目地部の仕上がり(側壁部) 写真-6 目地部の仕上がり(天端部)

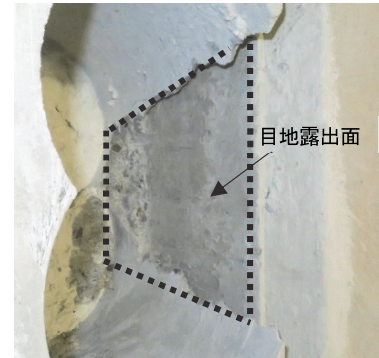


写真-7 目地露出面(Case3)

表-5 目地露出面のテストハンマー強度 (N/mm<sup>2</sup>)

Case	露出面①	露出面②	目地付近の覆工表面
3	21.4	23.9	24.7

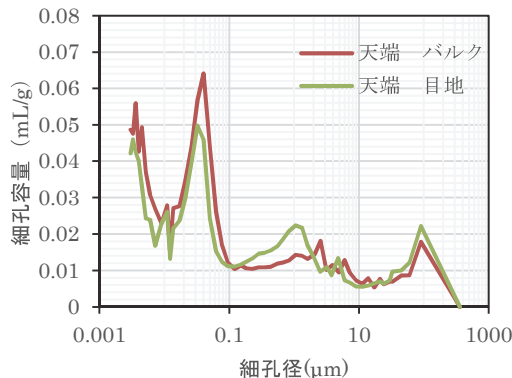


図-8 目地部コアの細孔径分布(case3)

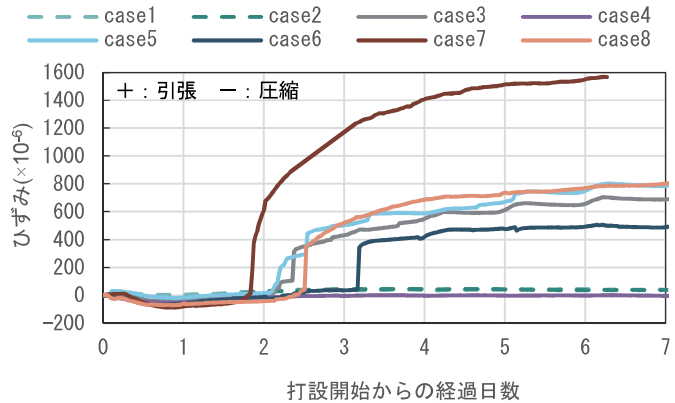


図-9 側壁目地部背面の計測用鉄筋のひずみ



写真-8 側壁目地内のひび割れ (Case5)

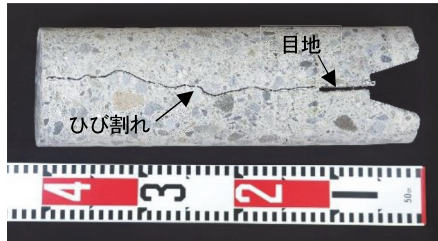


写真-9 側壁目地部コアのひび割れ (Case5)

9に目地部のコアを示すが、実際に目地の背面にひび割れが誘発されていることを確認した。

図-10に、覆工側壁部背面のコンクリートの温度を示す。コンクリートの温度は、打設開始後1日程度でピークを迎え、5日程度まで急激に低下し、その後なだらかに下降している。前述したひび割れが誘発される時期は、急激な温度低下が生じている時期であることから、ひび割れが誘発された要因として、コンクリートの温度低下に伴う収縮が、模擬トンネルの底盤コンクリート（実現場におけるインバートを想定）により拘束されたことが挙げられる。

図-11に、側壁目地部表面の変位を示す。変位計はセンチル脱型後に取り付けているため、目地部のひび割れが変位計の設置前から発生している可能性はあるが、ひび割れ幅の進展状況を把握できる。目地板を設置していないCase1、2、4では、大きな変位の増加が確認されない。これに対して、目地板を設置したCase3、6～8では、変位の変動が大きくなり、コンクリート表面においてもひび割れの誘発を確認できた。ただし、Case5において、他の目地板を設置したケースより変位が少ないのは、目地の深さが100mmと少ないことに加え、変位計の設置時期が遅れたことにより、脱型直後の変位を捉えられていないためと考えられる。また、Case6において、打設後7日～8日に変位が急減しているが、これは次のスパンの打設に伴うコンクリートの側圧の影響と考えられる。変位の急減がCase6のみで見られる理由として、コンクリートに含まれる繊維による影響が予想される。

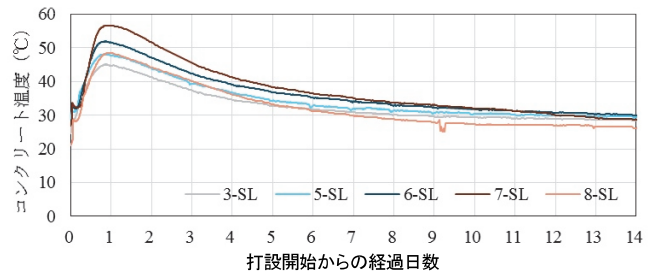


図-10 側壁部のコンクリート温度

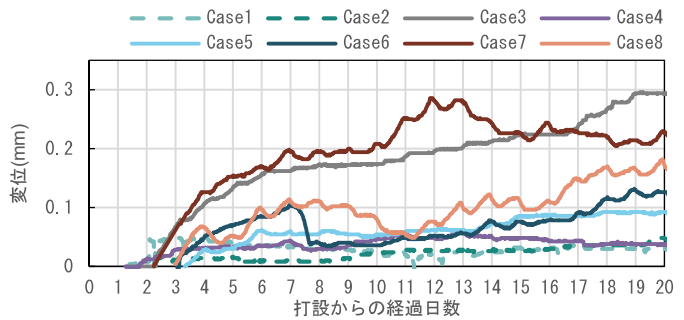


図-11 側壁目地部の表面変位

#### 4. まとめ

ひび割れ誘発目地の形成機構を有するセンチルを用いた実大施工実験により、以下の事項を確認した。

- i. センترل中央に目地板を設置して打設する場合、ラップ側と妻枠側の吹上口を併用することにより、センチルおよび目地板への過剰な負荷を回避し、天端部の確実な充填が可能となる
- ii. 打設前に目地板に接着防止用の特殊ポリマーを塗布し、コンクリート硬化後に引き抜くことにより、人力もしくは簡易な引抜き装置による目地板の引抜きが可能となる
- iii. 引抜き後の目地周辺のコンクリート、および目地形成面は、強度、仕上がり、緻密性の面において、型枠により形成された面と同等の品質である
- iv. ひび割れ誘発目地の形成に伴う断面欠損により、打設開始から2日～3日程度の間ひび割れが誘発されているが、この要因としては下部拘束環境下における温度低下に伴う収縮が考えられる

以上から、目地板を打設前に設置し、コンクリート硬化後に引き抜くことによる目地形成方法について、その施工性、品質、ひび割れ誘発を確認できた。

#### 【参考文献】

- 1) 齋藤隆弘他、「分岐配管を用いた圧入による覆工コンクリートの実大打設実験」、トンネル工学報告集、第28巻、I-3、2018.11
- 2) 土木学会、「コンクリート標準示方書 施工編」、pp.136-137、2017

# MMSによる土工事の出来形管理の適用性検証

## －i-Construction（ICT土工）への展開－

### Verifying the Suitability of MMS for Finished Shape Management of Earthworks

#### - Potential Adoption for i-Construction (ICT Earthworks) -

宮田岩往\* 石田文宣\*\*

#### 要旨

国土交通省が推進している i-Construction の土工事（ICT 土工）において、3次元データを作成する測量作業（起工測量、出来形計測）を行うには、地上型レーザスキャナ、無人航空機（Unmanned Aerial Vehicle：以下、UAV）による空中写真測量を用いることが一般的である。一方、公共測量では、作業規程の準則「車載写真レーザ測量」を用いて、道路管理における大縮尺地形図の作成にモバイルマッピングシステム（Mobile Mapping System：以下、MMS）が活用されている。今回、この MMS による計測を実施し、位置精度、網羅性、および植生の影響を検証し、MMS が i-Construction における出来形管理に適用できることを実証した。

キーワード：i-Construction、地上型レーザスキャナ、UAV、MMS

#### 1. まえがき

国土交通省は、「ICTの全面的な活用（ICT 土工）」等の施策を建設現場に導入することによって、建設生産システム全体の生産性向上を図り、より魅力ある建設現場を目指す取組である i-Construction<sup>1)</sup>を推進している。また、これらに関連した3次元データを作成する測量作業においても、国土地理院により「UAVを用いた公共測量マニュアル（案）<sup>2)</sup>」、「地上レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル（案）<sup>3)</sup>」が整備されており、土工事現場での活用が推進されている。一方、MMSは車両に搭載されたレーザスキャナ、デジタルカメラにより、レーザ点群データ、画像データを連続的に取得することが可能なシステムであり、公共測量においては、作業規程の準則「車載写真レーザ測量<sup>4)</sup>」を用いて、道路管理における大縮尺地形図の作成に活用されている。本稿では、MMSを用いて i-Construction の土工事における出来形管理（要求される位置精度は±0.05m以内）での留意点を確認した。さらに、MMSによる計測を実施し、位置精度、網羅性、および植生の影響を検証し、i-Constructionにおける出来形管理へのMMSの適用性検証を行った結果を報告する。

本検証で用いた MMS の外観を、写真－1、2に示す。土工事現場を網羅的に計測することを目的とし、今回は、工事用道路走行用、不整地走行用の2種類の MMS を使用した。工事用道路走行用 MMS は、昇降式レーザスキャナを搭載し、地面から 3.6m の高さからレーザを照射することにより、オクルージョン（計測死角：レーザデータを取得できないエリア）を軽減するとともに、法面に対してレーザを鋭角に照射することで、草等の隙間から地盤面のデータ取得を良好に行えると考えた（図－1）。また、不整地走行用 MMS は、写真－3に示すような着脱式の MMS ユニットの履帯式の不整地走行車両に搭載することで、普通車両が走行できない凸凹部、泥濘部などを走行させて計測することとした。なお、本検



写真－1 工事用道路走行用 MMS

#### 2. MMS の概要

\* 土木本部土木部 \*\* 九州支店土木部

証に使用した MMS は、GNSS 衛星の電波受信状況が良好な場合において、工事用道路走行用 MMS は自己位置の位置精度が水平 0.02m、高さ 0.05m（平均二乗誤差：以下、RMSE）、不整地走行用 MMS は水平 0.02m、高さ 0.02m（RMSE）で取得することが可能な機器を使用した。



写真-2 不整地走行用 MMS

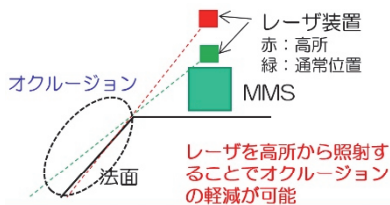


図-1 レーザ照射位置とオクルージョン



写真-3 着脱式 MMS

### 3. 計測場所および検証方法

本検証では、岩手県釜石市域における国道 45 号 釜石中央地区道路改良工事の施工現場 約0.042km<sup>2</sup>、工事用道路全長 約 1.1km において、道路工の盛土・切土箇

所の一部施工完了時の出来形計測を行った。表-1に工事の概要を、図-2に MMS 計測車両の走行箇所を、写真-4に計測状況を示す。工事用道路走行用 MMS は、工事用道路を走行して計測し、不整地走行用 MMS は、工事用道路および、重機用坂路や泥濘部など工事用道路走行用 MMS が進入できない箇所からも計測を行った。MMS 計測データの位置解析については、計測時に受信した衛星からの電波に含まれる電離層・対流圏による遅延誤差量の影響による位置精度の劣化を防ぐため、現場内電子基準点を設置して位置解析を行った。

また、本検証に使用する MMS の機器仕様に対して、出来形管理に必要なレーザデータの点密度を得るため、計測時の時速は工事用道路走行用 MMS を約 10km/h、不整地走行用 MMS を約 3~5km/h とし、計測の効率、安全性を考慮し、工事用重機や工事用車両が停止している昼休みの約 60 分で計測を行った。なお、MMS 計測における位置精度の検証では、i-Construction の出来形管理で要求される±0.05m を満たすため、約 100m の間隔で標定点を測量し、対標の設置を行った（図-3）。また、UAV の計測も共通の対標を使用して実施した。

表-1 検証を行った工事の概要

工事名称	国道45号 釜石中央地区道路改良工事
発注者	国土交通省 東北地方整備局
工事場所	岩手県釜石市甲子町第13地割
施工者	株式会社奥村組
工期	2016年08月10日~2018年08月31日
工事内容	掘削工：240,000m <sup>3</sup> 、盛土工：130,000m <sup>3</sup> 、法面工：30,000m <sup>2</sup> 、擁壁工：1式、現場打函渠工：1基、橋台工：1基、アスファルト舗装：3,000m <sup>2</sup>



写真-4 MMS 計測車両による計測状況



図-2 MMS 計測車両の走行箇所





図-3 標定点(補正点) 測量・対標設置

4. MMS の位置精度検証の結果

工事用道路走行用 MMS の位置精度検証について、電子基準点による解析結果と評定点による位置補正を行った結果を表-2に示す。MMS 計測における位置精度の検証から、電子基準点による解析結果は、水平残差 0.075m (RMSE)、標高残差 0.044m (RMSE) となり、公共測量における作業規程の準則、地図情報レベル 500 の位置精度 (許容値: 水平残差 0.150m (RMSE)、標高残差 0.200m (RMSE)) を満たす結果であった。さらに、i-Construction の出来形管理において要求される±0.05m の位置精度を満たすため、標定点による位置補正 (MMS の車両位置および姿勢を補正し、3次元レーザ点群およびカメラ位置の再計算処理) を行った。その結果、水平残差 0.024m (RMSE)、標高残差 0.017m (RMSE) となり、さらに水平残差 0.047m (最大値)、標高残差 0.049m (最大値) の結果についても、i-Construction の出来形管理の要求精度である±0.05m を満たした。以上の結果から、現況に合わせた機器を適用し、機器・計測仕様を考慮した標定点(補正点)を適切な間隔で配置することにより、i-Construction の出来形計測に利用できる位置精度が得られることが確認できた。

表-2 MMS 位置精度検証の結果

現場内 電子基準点による解析結果				
項目	X残差	Y残差	水平残差	標高残差
較差のRMSE(m)	0.042	0.062	0.075	0.044
較差の最大値(m)	0.072	0.089	0.098	0.075
標定点による位置補正を行った結果				
項目	X残差	Y残差	水平残差	標高残差
較差のRMSE(m)	0.015	0.020	0.024	0.017
較差の最大値(m)	0.041	0.046	0.047	0.049

5. MMS、UAV の3次元現況モデルによる比較

次に、2箇所目の切土法面部において MMS (工事用道路走行用、不整地走行用) 計測および UAV 計測による3次元現況モデルにより、地形形状の計測データの網羅性の比較を行った。

1箇所目の切土法面部における、工事用道路走行用 MMS の計測データによる3次元現況モデルおよび走行経路を図-4に、不整地走行用 MMS の計測データによ

る3次元現況モデルおよび走行経路を図-5に示す。なお、MMS によるレーザ点群データには色がなく地形の形状が表現し難いため、標高による色分け表示を行った。また、同一エリアで実施した UAV 写真測量成果による3次元現況モデルおよび点群データを図-6に示す。これらのモデルから網羅率(計測範囲の面積に対する3次元モデルの面積比)を比較した結果を表-3に示す。網羅率は UAV が一番高く、不整地走行用 MMS、工事用道路走行用 MMS の順となった。このエリアは急傾斜の重機用坂路があり、不整地走行用 MMS のみ走行できたため網羅率が高くなったが、計測時に稼働していた重機による未計測箇所が影響し、UAV より低い結果となった。

次に、2箇所目の切土法面部における、工事用道路走行用 MMS の計測データによる3次元現況モデルを図-7に、不整地走行用 MMS の計測データによる3次元現

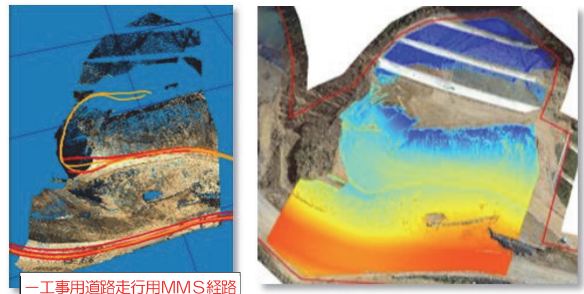


図-4 工事用道路走行用 MMS による現況モデル、走行経路

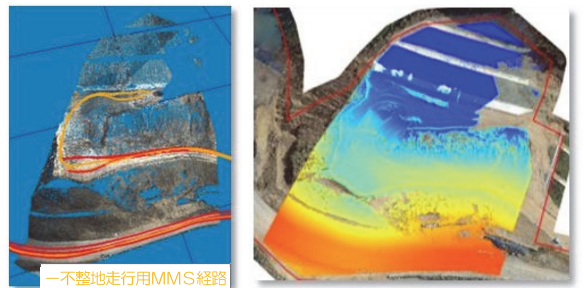


図-5 不整地走行用 MMS による現況モデル、走行経路

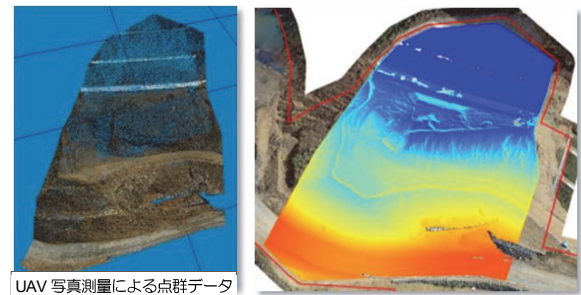


図-6 UAV 写真測量による現況モデル、点群データ

表-3 1箇所目の3次元現況モデルの網羅率比較の結果

機器	3次元モデル 面積(m <sup>2</sup> )	範囲 (m <sup>2</sup> )	網羅率 (%)
工事用道路走行用MMS	405,828	582,269	70%
不整地走行用MMS	470,696		81%
UAV	561,719		96%

況モデルを図-8に示す。また、同一エリアで実施した UAV 写真測量成果による 3 次元現況モデルを図-9に示す。1 箇所目と同様に網羅率を比較した結果を表-4に示す。このエリアでは MMS 計測の走行経路が同じであったため、高所にレーザスキャナを配置している工事用道路走行用 MMS の方が不整地走行用 MMS より若干高かった。MMS においては、法面の下部から計測を行った影響により、図-10に示すように法面の小段部においてオクルージョンが発生し、これが3次元現況モデルにおいて欠損領域となり、UAV よりも網羅率が低くなった。一方、法面の植生が繁茂している箇所では、MMS の 3 次元現況モデルでは、レーザ点群データが地表面に近い形状を取得できているのに対して、UAV の 3 次元現況モデルは、写真測量で計測を行い、植生の上でモデルを作成するため、植生が繁茂している箇所では地表面の取得が難しい結果となった(図-11)。



図-7 工事用道路走行用 MMS による現況モデル



図-8 不整地走行用 MMS による現況モデル

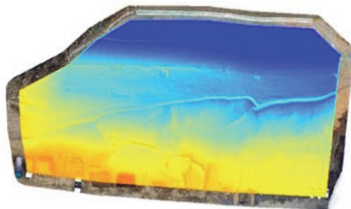


図-9 UAV 写真測量による現況モデル

表-4 2箇所目の3次元現況モデルの網羅率比較の結果

機器	3次元モデル 面積 (m <sup>2</sup> )	範囲 (m <sup>2</sup> )	網羅率 (%)
工事用道路走行用MMS	622,464	671,893	93%
不整地走行用MMS	605,627		90%
UAV	666,870		99%

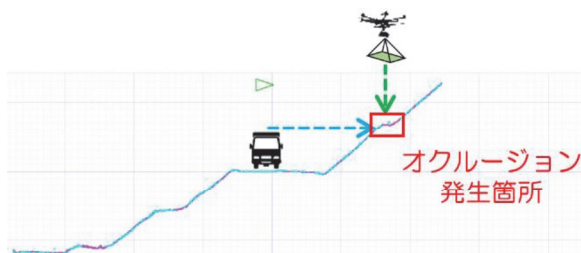


図-10 法面小段部のオクルージョン

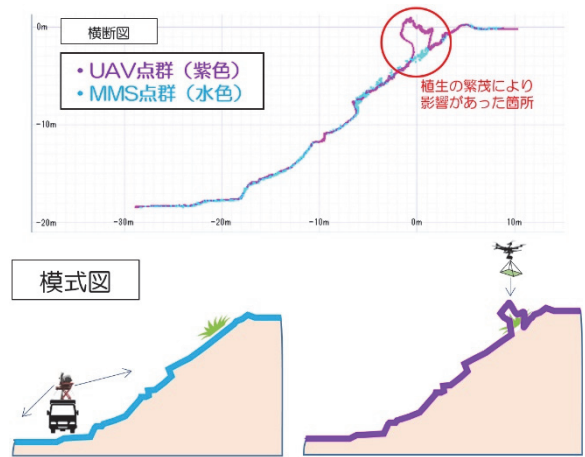


図-11 植生の影響による比較

## 6. まとめ

今回の検証により、土工事 (ICT 土工) の出来形管理に MMS が適用できることが分かった。MMS は、UAV と比較しても遜色ない精度を有していることが確認でき、起工測量で求められる精度±0.1m、さらに出来形管理で求められる精度±0.05m を確保できた。本精度を得るためには、現況に合わせた計測機器の選定、計測方法・手順などの計画が重要である。また、今回の検証では、工事用道路走行用 MMS、不整地走行用 MMS を使い網羅性を高めることを試みた。高低差の多いところでは、小段等の計測ができない部分が生じるが、通常の MMS よりも網羅性が高い結果が得られた。計測対象によっては、UAV が有効であるが、現場の条件により使用機材を選択することが重要である。特に強風などの気象条件や電波塔や高圧線等の電波や電磁波の影響により、UAV の墜落危険性が懸念される場所や植生が繁茂している現場では MMS の優位性が発揮できる。

## 7. あとがき

今後は、今回の検証を基に、多様な現場での適用を実施し、MMS および UAV の優位性を組み合わせた適用により、さらなる生産性の向上を図りたいと考える。

### 【参考文献】

- 1) i-Construction 委員会、「i-Construction ～建設現場の生産性革命～」、pp.8-13、2016.4
- 2) 国土交通省国土地理院、「UAV を用いた公共測量マニュアル (案)」、2017.3
- 3) 国土交通省国土地理院、「地上レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル (案)」、2018.3
- 4) 国土交通省国土地理院、「作業規程の準則」、pp.48-56、2016.3

# 耐震補強工事における写真測量による出来形管理の省力化

— 一面耐震補強工、あと施工せん断補強工への適用 —

## Reducing Labor Requirements for Finished Shape Management

### of Seismic Reinforcement Work via Photogrammetry

- Applications to Seismic Reinforcement

and Post-Construction Shear Reinforcement -

浜松慎一\* 郭 勝華\* 田中英一\*\* 田邊裕之\*

#### 要 旨

あと施工アンカーにおいて削孔する際に、既設鉄筋を避けて削孔するため、計画通りに鉄筋挿入孔を削孔できることは極めて稀である。施工本数が大量になれば、その出来形管理に多大な労力が必要となり、また記録ミスも発生する。今回 2 つの耐震補強工事において、写真測量技術を活用した出来形管理システムの開発に取り組み、出来形管理の省力化を図った。その結果を報告する。

キーワード：一面耐震補強工、あと施工せん断補強工、ベストグラウトバー、写真測量、UAV、自動抽出システム

#### 1. まえがき

耐震補強工事において、RC 構造物にあと施工アンカーを施工する場合、既設鉄筋の位置を避けて施工する必要がある。削孔に先立って電磁波レーダーを用いた鉄筋探査を行うが、深部の鉄筋を検知することは困難なため、計画通りに削孔できることは極めて稀である。結果としてランダムな位置に出来上がった削孔位置を測定し、耐震性能上の評価ができなければ、次工程に進むことができない。

削孔位置の計測は、メジャー等による手作業によるものが通常の方法であるが、膨大なデータを扱う作業となり、多大な労力が必要であることや、記録ミスが発生することが問題となる。

今回、一面耐震補強工におけるアンカーボルト位置を写真測量により CAD データ化することで、写真測量技術が鋼板の孔あけ位置の確認に適用できることを確認した。次に、下水道処理施設の耐震補強におけるあと施工せん断補強鉄筋の削孔作業において、大量の削孔位置を写真測量後、自動抽出し、出来形図と表にまとめるシステムを開発した。

#### 2. 一面耐震補強工におけるアンカーボルト位置の写真計測



写真-1 一面耐震補強工  
上段：削孔完了、下段：鋼板設置完了

\*西日本支社リニューアル技術部 \*\*西日本支社関西土木第2部

## 2.1 一面耐震補強工における課題

一面耐震補強工は、既存橋脚に削孔した孔に補強鉄筋を挿入後、頭部のボルト部で補強鋼板と接合し、補強鉄筋と補強鋼板の両方で橋脚の耐震補強をする工法である（写真-1）。

まず、補強鉄筋を挿入するため削孔するが、既存橋脚内部にある鉄筋を避けるためランダムな位置に孔をあけることとなり、そのランダムな位置に合わせて鋼板を孔あけ加工する必要がある。メジャー等による計測作業において、孔あけ位置を誤ると、鋼板の加工が無駄になるばかりか、再加工のため手待ちになる。そのため、計測作業のミスを防ぐ手法の開発が課題であった。

## 2.2 写真測量手法の概要

一面耐震補強工における鉄板の孔あけ位置を確定するため、デジタルカメラによる写真データを用いてボルト位置の測定を行った。目標とする精度を $\pm 5\text{mm}$ と設定した。

写真撮影方法の概念図を図-1に示す。足場側面に設置したガイドレール上をデジタルカメラが一定速度で移動できるようにし、上方向あるいは下方向へ順に撮影を行った。その際に隣り合う撮影範囲が80%以上オーバーラップするよう撮影速度を調整した。

撮影データは、解析ソフトにより1枚のオルソ画像データ（正射投影画像）に変換し、計測用データとして使用した。

## 2.3 測定結果

測定は、写真-2に示すような柱部材を用いて測定手法の検証を行った。写真データから解析したアンカーボルトの施工位置と、あらかじめ人力で測定した施工位置

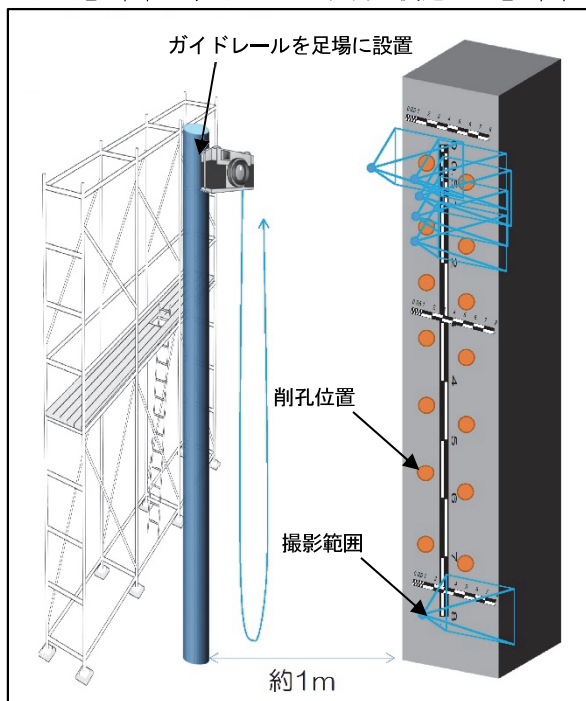


図-1 写真撮影方法の概念図

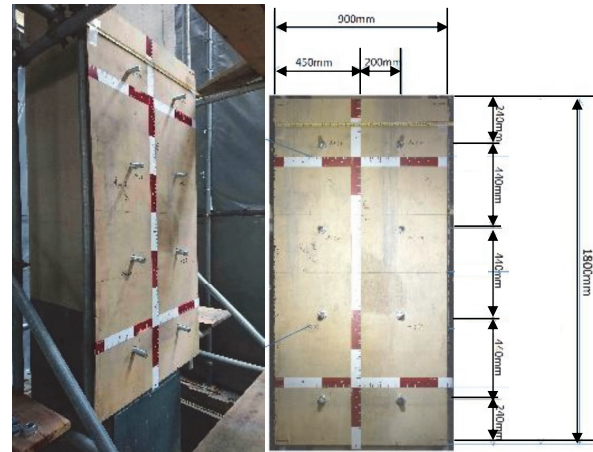


写真-2 計測対象部材

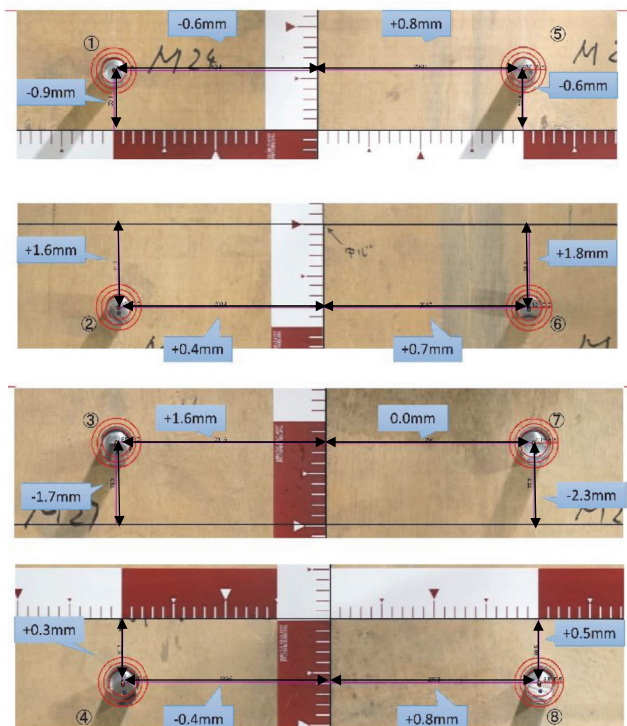


写真-3 測定結果の比較

の結果を比較した。比較結果を写真-3に示す。実測と写真測量の誤差が写真-3の青枠の数値となり、最大誤差が2.3mmと目標の $\pm 5\text{mm}$ に収めることができた。今回の柱一面（ $0.9\text{m} \times 1.8\text{m}$ ）の施工では、撮影に約30分、データ解析に約半日程度の時間を要した。この結果により、一面耐震補強工におけるアンカーボルト削孔位置の計測に、写真測量技術を十分適応できることがわかった。

## 3. あと施工せん断補強工における削孔出来形自動抽出システムの開発

あと施工せん断補強筋工は、躯体を削孔した後にせん断補強鉄筋を挿入し、グラウト材で空隙を充填して定着

させる工法である。尼崎市東部浄化センターの耐震補強工事では、当社が開発したベストグラウトバー<sup>2)</sup>を使用して、底版部 41,156 本、壁部 11,615 本のあと施工せん断補強鉄筋の施工を行った。底版部削孔状況を写真-4 に示す。

この工事は、施工本数が 52,771 本と膨大な本数で、約 1 年と実施期間が短いことが特徴である。そのため、いかに品質を確保しながら効率よく施工するかが、最大の課題であった。

当工事では、削孔完了後に行う削孔出来形（削孔位置）の計測を効率よく行うため、

- i. 写真測量により精度の高い画像データを作成する
- ii. 画像データから削孔位置を自動抽出し出来形管理表を自動作成する

の 2 点について検討した。

### 3.1 開発における検討事項

#### a. 写真測量方法

水槽の底版部、壁部に設置される補強鉄筋の本数や削孔位置の計測に必要な精度が得られる写真測量方法を検討した。撮影作業は、補強鉄筋が挿入される前の躯体削

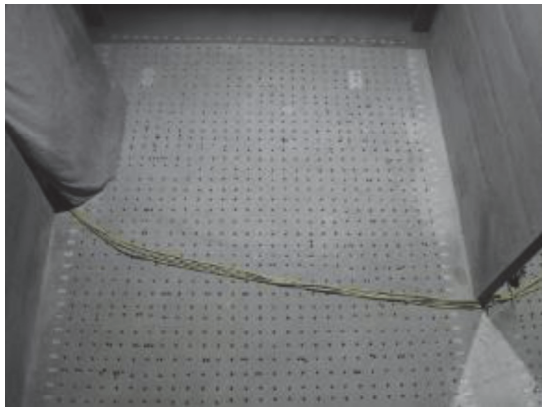


写真-4 底版部削孔状況



写真-5 UAVによる写真撮影

孔後に行うものとし、UAV（ドローン）を使用して撮影することとした。撮影状況を写真-5 に示す。

検討課題は、

- i. ターゲット（位置算出の指標となる標定点）の配置箇所や設置数
- ii. 撮影解像度（機材や高度で変化する）
- iii. 最適写真ラップ率（必要な精度の合成画像を得るため）

の 3 点である。

試行撮影の結果から検証を行い、必要な精度を得るための最適な撮影方法について検討した。

#### b. 削孔位置の自動抽出方法

写真測量処理により合成した三次元データとオルソ画像データを用いて、削孔位置を高精度で、かつ自動的に抽出する方法の開発を試みた。

### 3.2 検討結果

#### a. 写真測量方法と目標精度

出来形管理は、削孔位置をミリ単位で記録するため、写真撮影にはミリ単位の精度が必要である。作業効率と精度の最適バランスを求めめるため、平面・高さ両方向の誤差の二乗平均平方根（以下 RMS）の目標精度を、それぞれ 2mm、5mm に設定した。

(a) 標定点の配置箇所や設置数の検討結果

UAV Phantom4Pro（高度 1.8m の撮影で解像度 0.5mm）

表-1 ターゲット配置と検討結果

ターゲット		解析精度mm	
		平面	高さ
4隅のみ 計4点	RMS	2.1	36.5
	MAX	4.0	73.1
4隅+中央 計5点	RMS	1.6	4.3
	MAX	3.3	9.6
4隅+左右側 計6点	RMS	1.7	3.7
	MAX	3.2	7.7
4隅+左右側+中央 計7点	RMS	1.6	3.8
	MAX	3.1	9.9
4隅上下左右側+中央 計9点	RMS	1.6	2.6
	MAX	2.6	7.6

※撮影解像度 0.5mm で比較

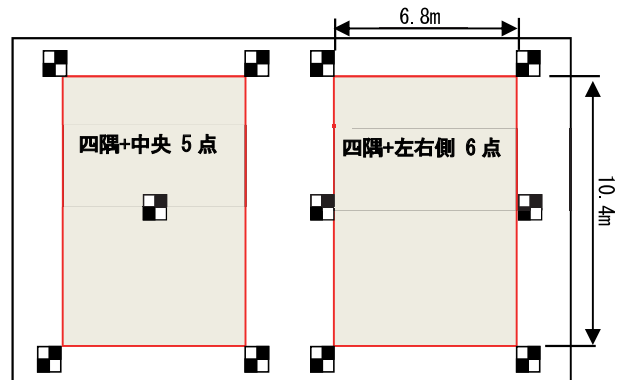


図-2 ターゲットの配置例

を用いて、ターゲットの配置と数を表-1に示す複数のパターンで検討した。解析精度が相対的に高かった二つのパターンを図-2に例示する。配置エリアの大きさ6.8m×10.4mは、施工エリアの形状によるものである。

目標精度とターゲット設置作業のバランスから、4隅と中央の5点、または4隅と左右側の6点が適切であると確認できた。また、壁についても同様に5点もしくは6点が適切であることを確認した。

(b) 撮影解像度の検討結果

UAV 搭載カメラの撮影解像度を 0.5mm、1mm、1.5mm の 3 種類に変化させて撮影を行い、RMS の精度を解析した。その結果、前項で示した適切なターゲットの配置を行うと、いずれの撮影解像度の場合でも精度は、平面は約 2mm、高さは約 4mm となり、解像度の違いによる精度差はほとんど見られず、要求条件を満足できた。

(c) 最適写真ラップ率の検討結果

UAV で撮影した複数の画像を合成する際の、画像間のラップ率の違いによる RMS の精度を解析した。その結果、表-2に示すように、縦方向のラップ率（オーバーラップ、以下 OL）を 80%、横方向のラップ率（サイドラップ、以下 SL）を 80%とした場合に、精度の要求条件を満たすことがわかった。また、SL のみを 60%に減らした場合、高さ精度が大きく劣化するが、OL のみを 60%に減らした場合は、平面精度は劣化せず、高さ精度も若干の精度低下に留まった。OL、SL ともに 60%とした場合は、写真測量処理が不可能となった。

表-2 ラップ率の検討結果

ラップ率		解析精度mm	
		平面	高さ
OL80%	RMS	1.7	3.7
SL80%	MAX	3.2	7.7
OL80%	RMS	2.6	16.3
SL60%	MAX	7.5	48.0
OL80%	RMS	3.5	26.7
SL40%	MAX	8.5	47.9
OL60%	RMS	1.7	4.8
SL80%	MAX	3.2	9.5
OL60%		解析不可	
SL60%			

※撮影解像度 0.5mm で比較

これらの結果から、ラップ率はOLが60%以上、SLが80%以上のラップ率が必要であると確認できた。

b. 削孔位置の自動抽出と出来形帳票自動作成

(a) 削孔位置の自動抽出プログラム

撮影した画像から写真測量処理により、写真-6に示すオルソ画像データと三次元データを作成し、削孔位置の自動抽出を行った。オルソ画像データの濃淡から削孔孔の径（円データ）と位置（円中心点）を自動抽出し、三次元データの削孔孔の三次元形状から、抽出結果を確定させるプログラムとした。図-3に削孔孔と位置の自動抽出結果の例を示す。

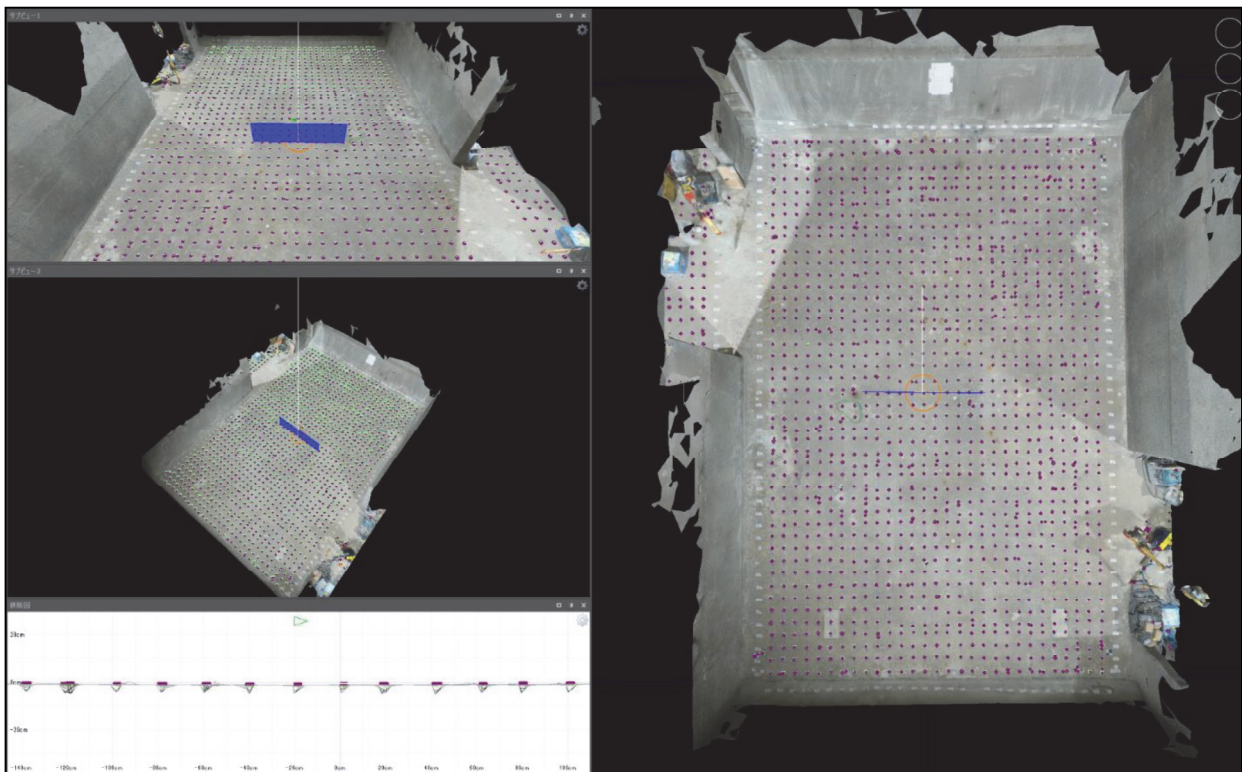


写真-6 作成したオルソ画像

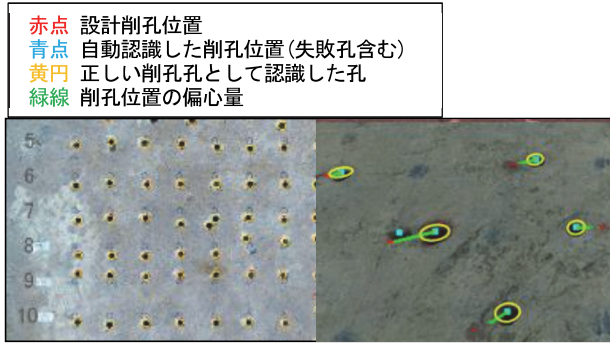


図-3 削孔孔と位置の自動抽出

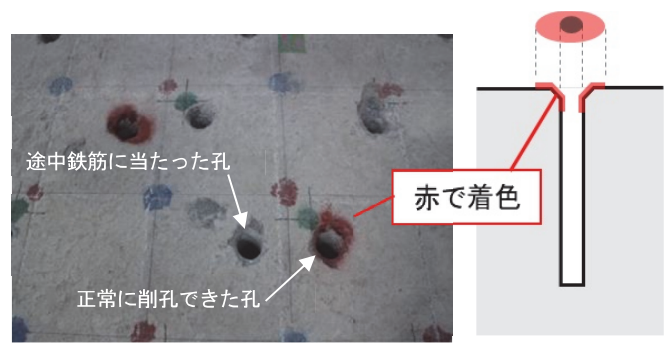


図-4 自動認識の正解率向上のための工夫

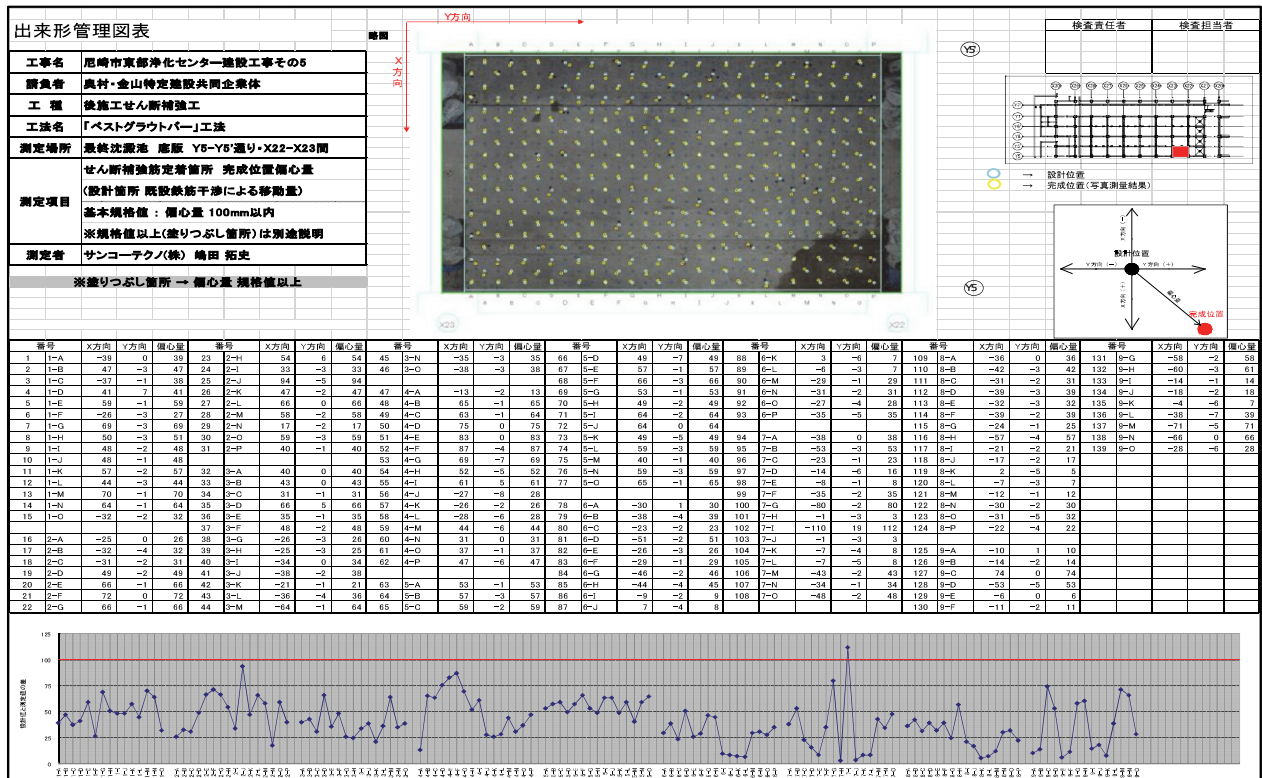


図-5 出来形管理帳票

自動認識した孔(図-3の青点)の中には鉄筋に当たって使用できない孔も含まれており精度が悪い。今回、自動認識の正解率向上のため、図-4に示すように、鉄筋に当たり再削孔した箇所については、正解削孔位置を赤く着色し自動抽出プログラムにて識別できるよう工夫した。その結果、底版部では、自動認識において90%以上の正解率を得ることができた。しかし、壁部においては、周囲の施工足場の存在などが写真データの中で影を作り、自動認識の正解率が70~80%にとどまった。今後の課題として、自動認識の正解率を高めるための識別条件の調整と、良好な写真データが得られるよう現場条件に合わせた撮影方法の工夫が挙げられる。

(b) 削孔位置の出来形帳票自動作成プログラム

この三次元データを活用し、出来形管理に必要な偏心量や本数管理などを出来形管理帳票として自動作成する

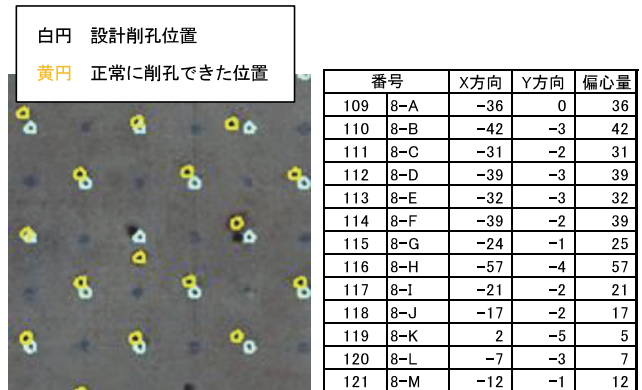


図-6 帳票拡大図

プログラムを開発した。図-5,6に出力例を示す。さらに、削孔位置図の背景にオルソ画像を表示させて、抽出結果を確認できるように工夫した。

#### 4. まとめ

写真測量技術を、一面耐震補強工では鉄板の孔あけ位置の確定に、ベストグラウトバーによるあと施工せん断補強工では撮影した写真データから位置精度の高いオルソ画像データと三次元データを作成して、削孔位置を自動抽出することに活用できることが実証できた。

6.8m×10.4m の底版の削孔約 1,300 箇所の出来形管理に当たり、人力では測定に 3 人工×2 日=6 人工、データの集計・管理表作成に 1 人工かかっていた。今回開発した出来形管理システムを活用すると、写真撮影で 2 人工×0.5 日=1 人工、データの解析・帳票作成で 1 人工×0.5 日=0.5 人工で済んだ。今後、大きな労力を費やす現場の出来形・品質管理の省力化、効率化をもたらすことが期待できる。

#### 【参考文献】

- 1) 鉄道 ACT 研究会、「耐震補強工法」、技術資料・標準積算資料（第 2 回改訂版）
- 2) 一般財団法人土木研究センター、建設技術審査証明報告書「ベストグラウトバー」、平成 27 年 11 月



# 既製杭の支持層検出システムの開発

## －施工中の支持層到達確認における新たな試み－

### Developing a Load Bearing Layer Detection System for Precast Piles

#### - A New Approach to Confirming Arrival at the Load Bearing Layer during Pile Construction -

清水智明\* 松倉勝幸\*\* 石井敏之\*\*\* 三澤孝史\*\*\*

#### 要 旨

既製杭を埋込み工法で施工する場合、支持層到達をオーガーモーターの積分電流値を用いて間接的に判定する方法が一般的であるが、N値が漸増するような地盤では明確な判断が困難な場合がある。そこで、予定深度到達時にオーガー先端で行う貫入試験で換算N値を求め、支持層到達を確認する“支持層検出システム”を開発した。

開発したシステムは、地盤工学会で標準化されている電気式静的コーン貫入試験装置を装備しており、信頼性の高い換算N値を得られることが期待できる。本システムの性能検証のため、実証試験を行ったところ、杭下端でのN値を精度よく求めることができ、定量的な支持層到達判定が可能であることが分かった。

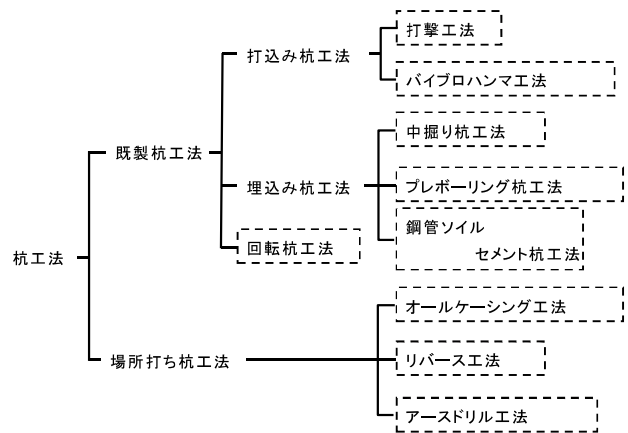
キーワード：埋込み工法、支持層検出システム、電気式静的コーン貫入試験

#### 1. まえがき

杭基礎を用いた構造物の構築では、構造物の重量や作用外力は杭の支持力によって支えられるため、設計上見込んである支持力を施工時において確実に確保することは極めて重要である。杭の支持力は先端支持力と周面摩擦力の和であるが、一般に表層が軟弱な場合、先端支持力はその寄与が極めて大きく、重要である。

図－1は、「杭基礎施工便覧」に記載されている杭の工法による分類<sup>1)</sup>である。杭基礎には場所打ち杭と既製杭があり、既製杭は場所打ち杭に比べて、品質や出来形が一定となるといった利点を有する反面、場所打ち杭では、掘削土の土質を見れば支持層到達が確認できるが、既製杭ではできない。

一方、既製杭の場合でも、かつては打込み工法が主流であり、打込み工法であれば打撃量の管理、つまり支持層における一打あたりの貫入量、リバウンド量等から動的支持力算定式を用いて支持力確保を容易に確認できた。しかし、騒音・振動といった環境の側面から、打込み工法を採用できる条件が限られるようになり、埋込み杭が主流となった。埋込み杭では、杭を打撃する機構を持たないため、支持力確認という性能規定を、支持層到達確認という仕様規定で代用している。このため、先端支持力の確保のためには、杭を良質な支持層に確実に到達さ



図－1 杭の工法による分類<sup>1)</sup>

せることが重要である。

良質な支持層とは、基準類によって定義が異なるものの、例えば「道路橋示方書」<sup>2)</sup>では、粘性土でN値20程度以上、砂質土でN値30程度以上と目安が示されている。

埋込み杭における支持層到達管理では、積分電流値による到達判定が一般的に用いられるが、N値が漸増する地盤等では明確な判断が困難であるといった課題がある。

以上のような背景から、埋込み杭における支持層到達を精度よく確認するために、施工中に杭の支持層到達を判定する“支持層検出システム”を開発し、その有効性を実証試験により検証した。

\*東日本支社土木技術部 \*\*東日本支社東京土木第2部 \*\*\*技術研究所土木研究グループ

## 2. 既往の支持層の到達確認方法と問題点

「杭の施工管理における支持層到達の確認方法」<sup>3)</sup>によれば、支持層到達の確認方法には、主として以下の5つがある。

- i. 地盤調査結果に基づく確認
- ii. 掘削ヘッド等に付着した掘削土採取による確認
- iii. オーガー駆動装置の掘削抵抗の変化による確認
- iv. 施工状況の変化による確認
- v. 試掘による確認

このうち、本論で着目するのはiiiであるが、そもそもiの地盤調査結果から正しく支持層を想定し、所要の深度まで確実に施工することが前提となる。しかし、想定を超えて支持層の深度が変化している場合があり、これがトラブルの原因となることもある。このため、ii～vのような複数手段を用いて施工時、もしくは施工後の確認を行うが、埋込み杭において主体となるのは、iiiのオーガー駆動装置の掘削抵抗の変化による確認である。

前述のように、埋込み杭における支持層到達の管理では、積分電流値による到達判定が一般的に用いられる。積分電流値とは、掘削に要したオーガーモーターでの消費電流を掘削時間で積分したものである。支持層に到達すると、地盤が硬いために掘削抵抗が増加し、モーターを回すために必要な電流も増加することから、電流値を管理すれば支持層到達が判定できるということに依拠している。積分する意味は、掘削速度を上げると地盤が硬くなくても電流が増加するため、単位長さあたりの掘削に要した電気エネルギーで評価すれば、そのような影響をキャンセルできるとの考えからである。しかし、この方法では、前述のようにN値が漸増するような地盤では明確な判断が困難であるといった課題がある。さらに、「杭の施工管理における支持層到達の確認方法」<sup>3)</sup>において、「掘削抵抗値と地盤N値に定量的な関係はないため、掘削抵抗値の変化を土質（土層）の変化と捉えて判断基準とする」との記載があるように、定量的な判断基準が設定できないため、判断に個人差が生じる恐れもある。

## 3. 開発したシステムによる支持層の到達確認方法

### 3.1 システムの構成

前述の課題を解決するために、“支持層検出システム”を開発した。本システムでは、通常行う積分電流値の測定に加え、オーガーの先端に装備した外径φ36mmのコーン貫入試験装置により想定支持層に対して貫入試験を行い、換算N値を求めて支持層到達を判定する。貫入試験装置は、地盤工学会で標準化されている電気式静的コーン貫入試験装置<sup>4)</sup>と同じ仕様であり、高い信頼性で地盤の土質分類<sup>5)</sup>や換算N値<sup>6)</sup>を求めることができ

る。開発したシステムは、上記装置を内蔵するために三点式杭打機を用いた埋込み杭工法の施工システムの、スクリーオーガー式と油圧系統を改造したものである。

本システムの中で特徴的な要素は、1) 貫入試験装置内蔵型オーガーヘッド、2) ケーブル保護管付属スクリーオーガー、3) 4系統用油圧スイベルの3点である(図-2参照)。

要素1)は、貫入試験を行うための本体部である。図-3に示す、全長で5.5mとなる大型のオーガーヘッドであり、適用杭径φ1000mm用のものをベースに制作している。通常内蔵しているものに加えて、内部に電気式静的コーン貫入試験装置、油圧ジャッキ、ケーブル巻取り装置、A/D変換器、ワイヤー式変位計を内蔵している。

電気式静的コーン貫入試験装置は、ロッドを介して油圧ジャッキで上下動し(写真-1参照)、地盤貫入時の先端貫入抵抗、摩擦抵抗、水圧等を測定し、土質分類や換算N値を求める。土質分類を求めるのは、1章で述べたように、土質によって支持層として必要なN値が異なるためである。また、ケーブル巻取り装置はジャッキの伸縮によりケーブルのたるみが生じると、からまって引っ張られる恐れがあるため設置した。さらに、大深度地下での計測データをアナログデータのまま地上に伝送すると、ノイズに阻害されて計測データが正しく取得できない恐れがあるため、オーガーヘッドに内蔵したA/D変換器によりデジタル変換して地上のPCに伝送する方法を採用した。貫入試験中のストロークを管理するため、ジャッキシリンダ先端にワイヤー先端を付けたワイヤー式変位計を設置している。

要素2)は、写真-2のように通常のスクリーオーガーの側部に保護管として鋼管が付属したものであり、

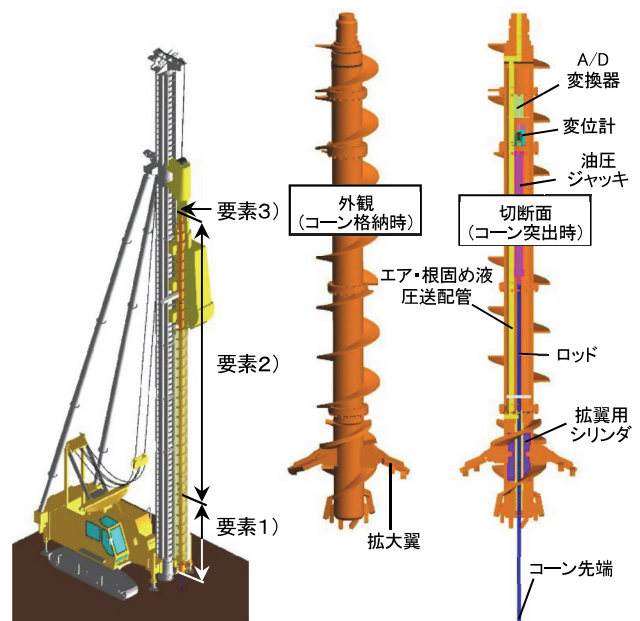


図-2 システムの構成要素

図-3 オーガーヘッドの構造



写真-1 貫入試験装置動作確認状況  
(右上: ロッド部拡大)



写真-2 ケーブル保護管付属スクリーオーガー

保護管内には計測ケーブルが内蔵されていて、上記の計測信号を地上まで有線で伝送する。1本のオーガーの両端にはケーブルの防水コネクタを設けてあり、オーガーを接続する際には、コネクタも接続し、鋼製の保護カバーを取り付ける。

要素3)は、回転体であるスクリーオーガーに(回転できない)油圧ポンプからの油圧を供給するもの(写真-3参照)であり、通常の杭施工でも使用する拡翼用シリンダ開閉のための2系統の油圧に、上記の油圧ジャッキの上下動に使用する2系統の油圧を加えた、合計4系統の油圧を供給する。オーガージョイントでは、写真-4のように、これら4系統分の油圧カプラが付いている。

### 3.2 システムの特長

開発したシステムには、以下の特長がある。

a. 地盤支持力のみを直接かつ正確に測定  
コーン直近に付けたひずみゲージで荷重測定を行っているため、計測値に貫入試験ロッド周囲での摩擦力が混入しない機構となっており、直接的かつ正確な荷重測定が可能である。

b. N値50を超える地盤でも測定可能  
油圧ジャッキは50kNの載荷能力を有している。  
図-4は、類似調査法であるオランダ式二重管コーン貫



写真-3 油圧スイベル

写真-4 オーガー  
ジョイント(オス)

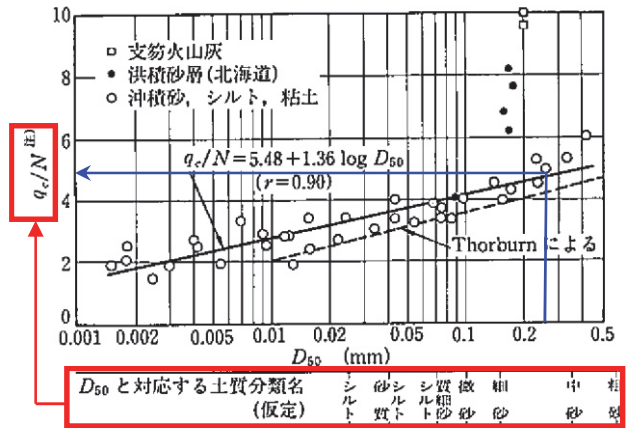


図-4 オランダ式二重管コーン貫入試験における平均粒径  $D_{50}$  と  $q_c/N$  ( $q_c$ : コーン指数、 $N$ : N値)の関係<sup>7)</sup>

入試験における平均粒径  $D_{50}$  に対応するN値とコーン指数の比の関係<sup>7)</sup>である。

$D_{50}$ の最大値を0.25mmと想定すると、 $q_c/N$ は5となり、 $N=50$ 、コーン断面積10cm<sup>2</sup>を用いると、必要な想定荷重は25kNとなる。したがって、礫地盤を除けば、硬質地盤の目安であるN値50を超える地盤でも貫入可能である。

### c. オーガーヘッド掘削の影響を排除

掘削により緩んだ地盤では正確な測定ができないため、緩んでいない深さの地盤へコーンを貫入できるように、ジャッキストロークは1200mmと長めの設計としている(根拠は4.3に記載)。

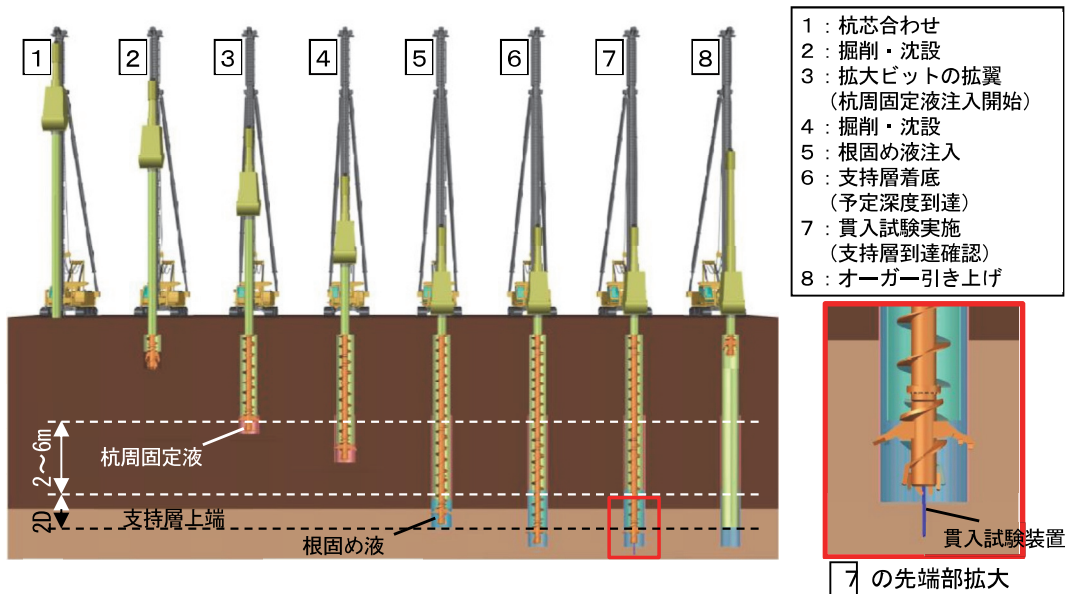
### 3.3 到達確認の手順

中掘り杭工法を例に、本システムによる到達確認の標準手順を図-5に示す。なお、杭工法の違いにより手順も異なるが、掘削の最下点で貫入試験を行うという考え方は同じである。手順図の中で貫入試験の実施工程以外は一般的な中掘り杭工法の施工工程と同じである。

## 4. 実証試験によるシステムの有効性の検証

### 4.1 概要・方法

装置を製作し、システムが有効に機能することを確認するため、実際の杭施工に近い形態で実証試験を行った。



図－5 到達確認の標準手順（地中部は2倍に拡大して表示）

ただし、1本の杭施工から表層地盤を含め多くの換算N値等のデータを取得して信頼性を高めるために、削孔1mごとに削孔を中断して貫入試験（以下、オーガーCPT）を行った。

試験場所は茨城県つくば市の奥村組技術研究所内で、支持層深度は約13mである。図－6は試験の配置平面図である。杭長17mの杭施工を7本行い、比較用の事前の地盤調査として、近傍で通常の電気式静的コーン貫入試験を4本（以下、連続CPT）、標準貫入試験を3本（以下、SPT）実施した。調査位置の近いデータは地層構成の差が少ないと考え、図中に示すA～Dの4グループに分け、グループ内で比較・評価した。

得られた計測値より、土質分類については Robertson<sup>5)</sup>の方法で、換算N値については鈴木ら<sup>6)</sup>の方法で求めた。

#### 4.2 土質判定の評価

事前のボーリング調査、オーガーCPT、連続CPTのそれぞれから得られた土質分類を柱状図にし、グループごとに比較したものを図－7に示す。なお、CPTから得られる土質分類は1～9の9種類に分類されるが、分類番号1～4および9の粘性土と分類番号5～8の砂質土とに分けた。粘性土、砂質土の区分は3種類の調査いずれも同様の結果を示しており、オーガーCPTにより問題なく判定できることを確認できた。

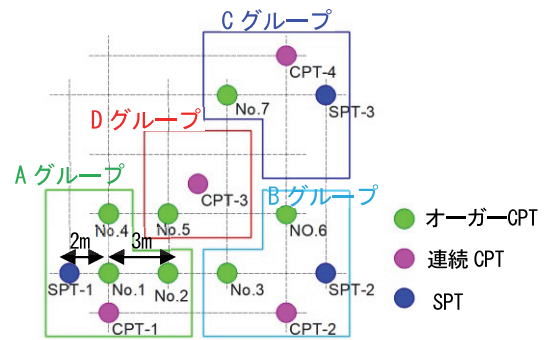
#### 4.3 掘削による地山の緩みの影響を考慮したデータ採用範囲の検討

オーガーCPTは、掘削後の孔底から開始するため、試験開始からある深さまでは掘削時の地山の緩み等で正しい値を示さないことが予想されることから、オーガーCPTの換算N値と連続CPTの換算N値の差を正しさの指標と位置づけ、貫入ストロークと換算N値の差（オー

ガーCPT－連続CPT）の関係を全杭について調べた。一例としてNo.1のケースを図－8に示す。オーガーCPTと連続CPTは調査位置が数m離れており、両地点の地層構成の標高が若干異なるため、個々のデータはばらつきがみられる。しかし、系統のないばらつきは多くのデータの平均を取れば解消するため、図中に赤線で平均値をプロットした。ただし、連続CPTのN値も小さい値を示している軟弱層では緩みの影響による差が出にくいいため、連続CPTのN値が10を超えるデータを平均の対象とした。図中の平均値プロットより、0.45m以降はオーガーCPTと連続CPTは一致しているのに対し（差がほぼ0）、0～0.45m付近までは緩み等の影響で正解（連続CPTの換算N値）より小さい値を示している。なお、今回は0.15mの余裕度を考慮してストロークが0～0.6mまでの値は評価対象から除外した。

#### 4.4 N値の評価

それぞれの調査から得られたN値、もしくは換算N値の深度分布を図－9に示す。オーガーCPTは、連続CPTの結果と細かい変動も含めてほぼ一致した。SPTの結果は、深度1mピッチしか値を持たないため、調査深度（図中のSPTの緑丸）と比較すると、概ね一致している。



図－6 試験の配置平面図

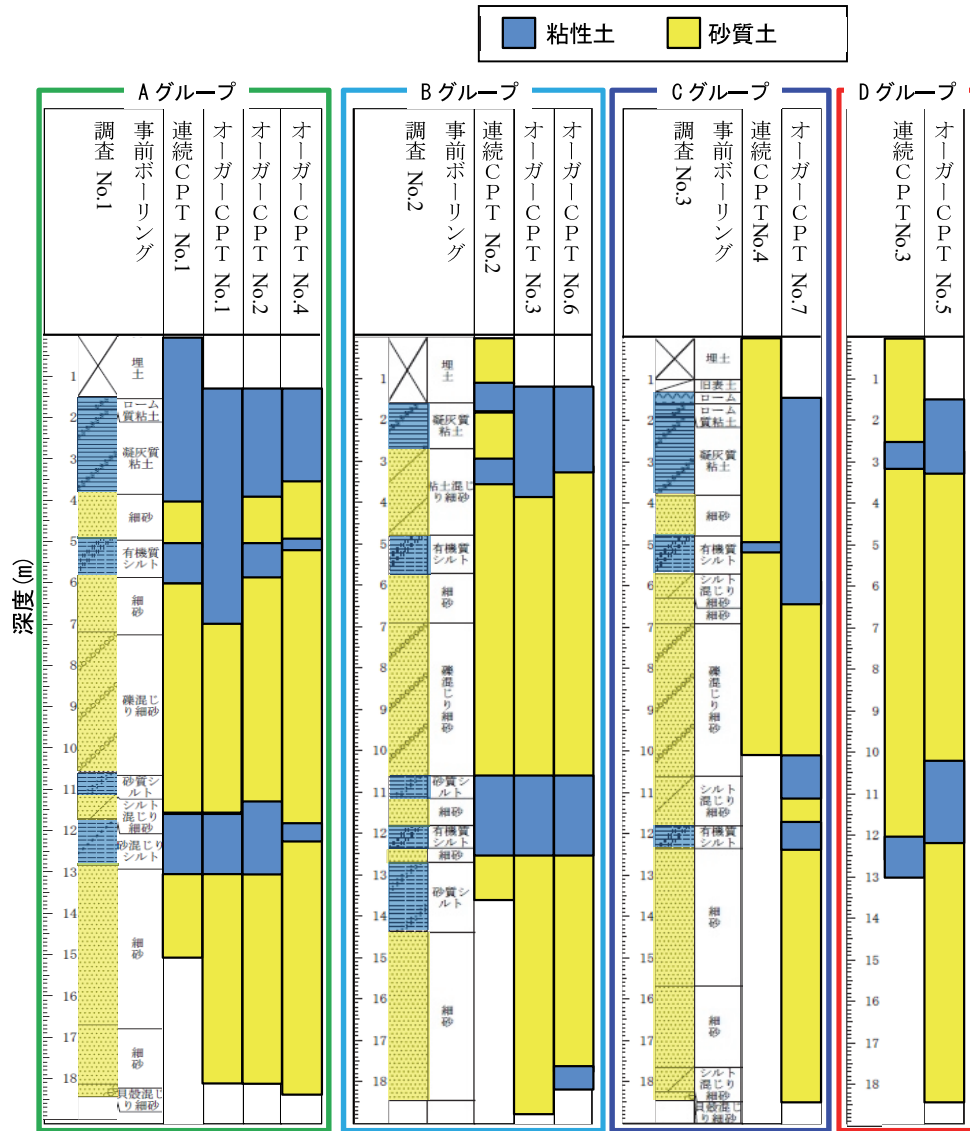


図-7 土質分類柱状図の比較

一方、積分電流値は深度13m付近でのN値の上昇に対する感度が鈍く、全体的に変化がなだらかである。これは、積分電流値による支持層確認時は掘削速度等の諸条件を極力一定に保つことが重要であるとされているにもかかわらず、貫入試験のために掘削1mごとに掘削を中断したことが影響している可能性がある。

5. まとめ

埋込み杭において貫入試験を行って換算N値を求め、支持層到達を定量的に判定できる“支持層検出システム”を開発した。本システムを用いて実際の杭施工を行った実証試験により、本システムの有効性を確認した。主な結論を以下に示す。

- i. 本システムで得られた土質分類や換算N値は、既往の方法の測定結果とほぼ一致し、本システムの有効性が確認できた
- ii. 実証試験より、貫入試験を行う孔底は、掘削の影響

で緩みが生じており、緩み範囲は評価対象から除外する必要があることが分かった。緩み範囲は砂質土では約0.45mであり、ストローク1.2mの後半のデータを採用すれば問題ないことが分かった

【参考文献】

- 1) 日本道路協会、「杭基礎施工便覧」、p.2、2015.3
- 2) 日本道路協会、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」、pp.177-178、2017.11
- 3) 日本建設業連合会、「杭の施工管理における支持層到達の確認方法」、p4、2017.2
- 4) 地盤工学会、「地盤調査法」、pp.233-241、1995
- 5) Robertson, P. K.、“Soil classification using the cone penetration test Canadian Geotechnical Journal”、Vol. 27、No. 1、pp.151-158、1990
- 6) 鈴木康嗣、時松孝次、實松俊明、「日本建築学会構造系論文集」、第566号、pp.73-80、2003
- 7) 地盤工学会、「地盤調査法」、p.239、1995

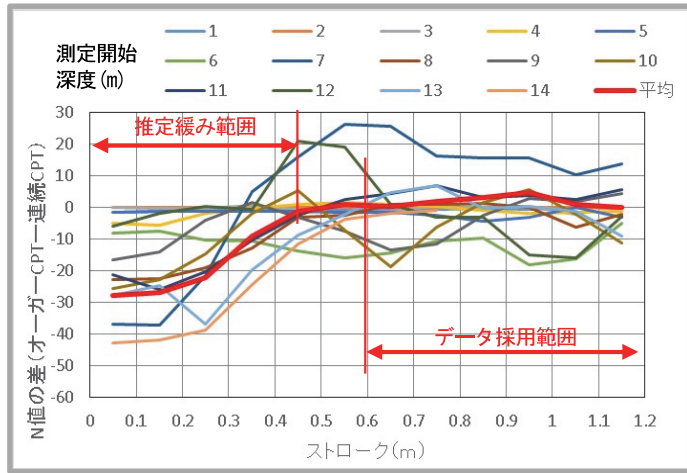


図-8 貫入ストロークと  
N値の差(オーガーCPT-連続CPT)の関係

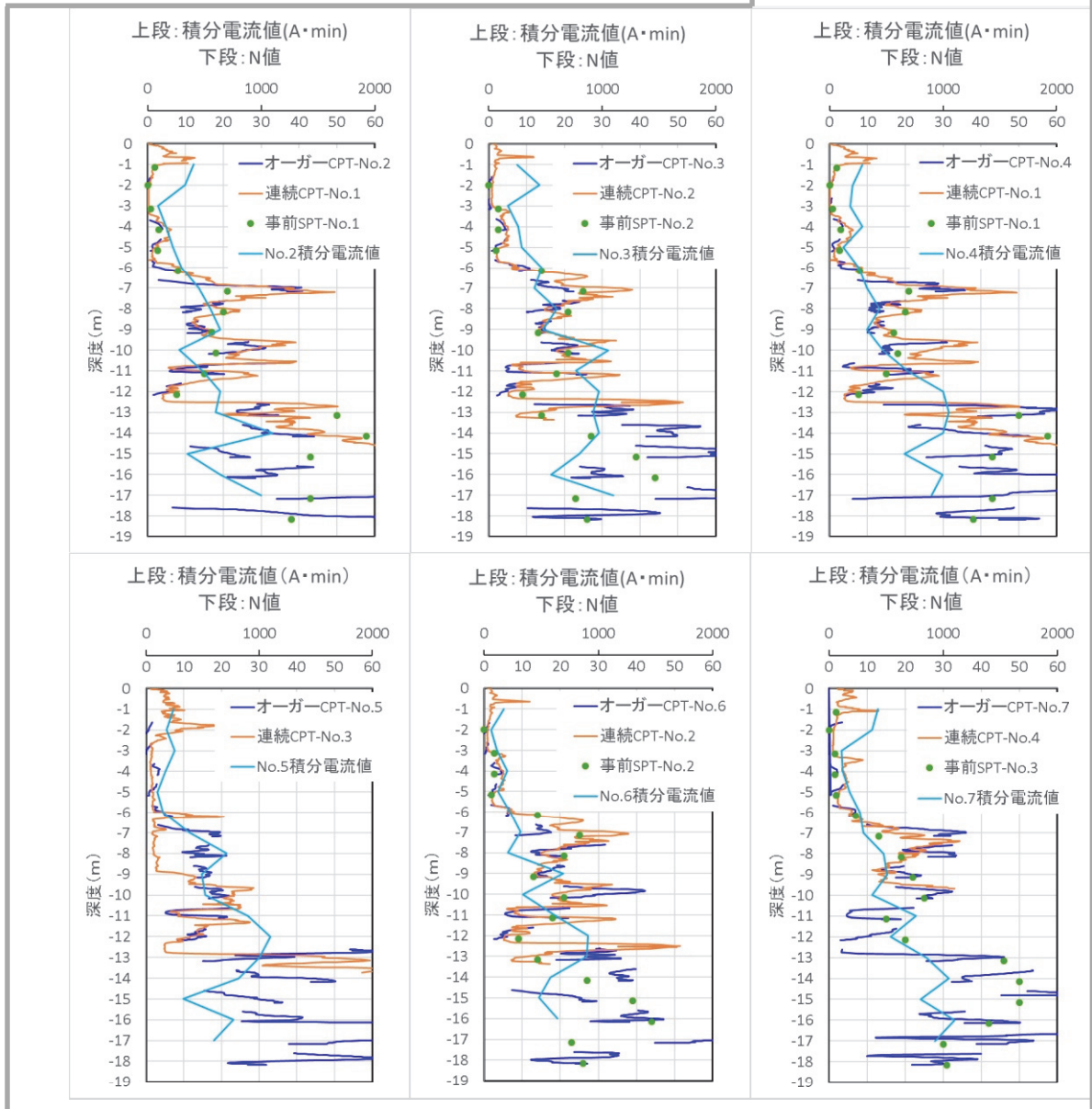
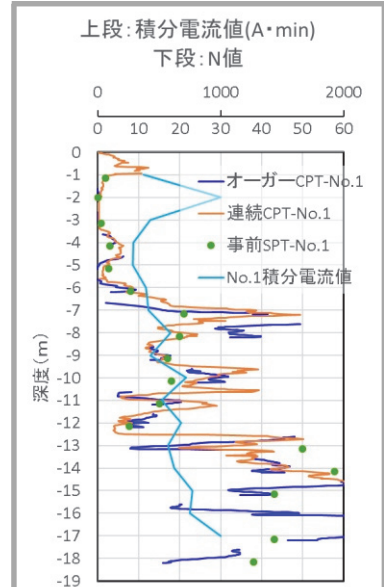


図-9 N値・積分電流値の深度分布

# 加熱改質フライアッシュを用いたコンクリートの 諸特性

－実機練りによるワーカビリティおよび硬化体性状の評価－

## Properties of Concrete Incorporating Carbon-Free Fly Ash

- Evaluating Fresh and Hardened Concrete Mixed in a Plant -

齋藤隆弘\* 東 邦和\* 大久保新助\*\*

### 要旨

加熱改質することにより、強熱減量を 1.0%以下としたフライアッシュ（以下、加熱改質 FA）を用いたコンクリートに対して、室内試験および実機練りによる試験を行い、ワーカビリティを確認するとともに、大型の試験体を作製し硬化体の性状を確認した。その結果、加熱改質 FA の使用により配合条件によらずコンクリートのワーカビリティは改善されることが確認できた。また、硬化体の性状、特に電気抵抗率は材齢が進行するとともに加熱改質 FA の混和率が高いほど向上することが明らかになった。

キーワード：加熱改質フライアッシュ、実機練りコンクリート、間隙通過性、遮塩性能

### 1. まえがき

加熱改質 FA は、通常のフライアッシュの特徴である未燃カーボンの残留、およびばらつきを極力抑えるために、フライアッシュを加熱し、未燃炭素を減量して改質したものである。この加熱改質 FA は、九州、沖縄等では多くの採用実績・各種報告<sup>1)</sup>があり、東北地方でもプレキャスト製品、護岸ブロック、ケーソン、コンクリート舗装などにおいて使用が進められてきた。しかしながら、設備面、供給面の問題からその使用は一部に限られており、現場打ちコンクリートとして用いた場合の特性について、一部では実例がある<sup>2)</sup>ものの、十分に把握されていない。

筆者らは、加熱改質 FA を使用して室内試験および実機練りのコンクリートを製造し、流動性にかかわる各種試験（タッピング試験、間隙通過試験等）を行った。さらに、立方体形状の試験体を作製し、打設半年後にコア採取を行い、コンクリート表面における測定のほか、コアを用いた各種計測を実施した。これらの試験から、加熱改質 FA を使用したコンクリートのフレッシュ性状、および硬化体の性状を評価した。

### 2. 改質フライアッシュの特徴

加熱改質FAは、フライアッシュ原粉を800℃～900℃で加熱改質することで、強熱減量を1.0%未満に低減したものである。未燃炭素によるAE剤の吸着が殆どなくなることで、加熱改質FAを用いたコンクリートは、標準的なフライアッシュセメントに用いられるフライアッシュⅡ種（JIS、強熱減量5.0%以下）を用いた場合よりも空気の管理が大幅に容易になる。

写真-1に、加熱処理前のフライアッシュ原粉と加熱改質FAの色調を示す。未燃炭素の影響により原粉は濃灰色を呈しているが、加熱改質FAはフライアッシュ本来の色彩である乳白色を呈している。また、フライアッシュ原粉をコンクリートに用いる場合、未燃炭素の量によっては、その影響により打重ね部に色むらが発生し美観を損ねる恐れがあるが、加熱改質FAを使用することにより、美観上のリスクも低減できる。

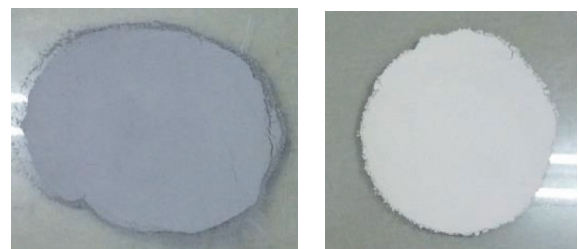


写真-1 フライアッシュの色調（左：原粉、右：改質後）

\*技術研究所土木研究グループ \*\*東北支店営業部

### 3. 概要

#### 3.1 配合

室内試験の配合を表-1、実機試験の配合を表-2、使用材料を表-3に示す。室内試験では、炭種の違いの影響を把握するため、日本製紙(株)石巻工場で使用した3種類の炭種を用いた。ここでは炭種A、B、Cと表記し、これを加熱改質したものをそれぞれ、Cf-A、Cf-B、Cf-Cと表記する。炭種Aについてはその原粉も使用し、これを原粉-Aとした。ここで加熱改質FAにおけるCfとは、加熱改質後の未燃炭素が少ない状態 (Carbon Free) の略である。FAの置換率は、ベースとなるフライアッシュを使用しないケースに対し、フライアッシュを内割で15%置換したケース、25%置換したケースを設定した。練混ぜ後のスランブは12±1.0 cmとし、AE減水剤の結合材に対する添加率、細骨材率、および水結合材比は一定とし、単位水量、単位結合材量を変化させて調整した。空気量は4.5±1.5%となるよう、AE剤の添加量を変えることで調整した。実機試験の配合は、室内試験をベースとしたが、原粉、改質後ともに、上記の工場において研究実施時に使用された炭種Aのみを使用した。

#### 3.2 フレッシュ性状試験

室内試験における試験項目はスランブ、空気量のほか、タッピング試験(スランブ試験後の平板叩きによるコンクリートの簡易変形試験方法)<sup>3)</sup>、間隙通過試験(JSCE-F701-2016)を実施した。練混ぜには50L練強制二軸練ミキサを用いた。実機試験では、生コンプラントに常設された強制二軸練ミキサ(容量2.3m<sup>3</sup>)を使用し、各配合につき1.5m<sup>3</sup>練り混ぜ、そのうち1.0m<sup>3</sup>を1辺1mの立方体形状の型枠に打設した。試験項目は、室内試験の項目に加え、ブリーディング測定を実施した。型枠に打設されたコンクリート表面に発生するブリーディング水を30分ごとに採取し、その量を集計した。

#### 3.3 硬化後のコンクリートにおける試験

室内試験、実機試験の各配合においてφ100×200mmの供試体採取し、20℃で水中養生をした後に、圧縮強度試験のほか、供試体と電極間隔に応じた適切なセル定数を用いた4プローブ法<sup>4)</sup>により電気抵抗率の測定を行った。圧縮強度試験はポズラン反応の影響を考慮し、材齢91日まで、電気抵抗率試験は材齢1年まで測定した。

立方体形状の試験体の寸法、コアの採取位置、浸せき試験模式図を図-1に、立方体形状の型枠への打設状況を写真-2に示す。実機試験で作製した立方体形状の試験体を、屋外の風雨、日射にさらされるが飛来塩分のない環境で半年間曝露し、トレント法による表面透気係数の測定を実施した。図-1に示すように、試験体中央部に水平方向にφ100mmのコアを採取し、コンクリート

表-1 室内試験の配合

Case	FA種 置換率	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					AE剤 A	スランブ (cm)	空気量 (%)
		W	C	FA	S	G			
1 (ベース)	— 0%	166	305	—	798	1046	3.5	12.0	4.6
2	Cf-A 15%	162	252	45	793	1045	5.0	13.0	4.8
3	Cf-A 25%	161	221	74	790	1039	6.0	11.0	4.6
4	Cf-B 25%	160	220	74	793	1045	6.0	12.0	5.1
5	Cf-C 25%	167	229	77	783	1029	6.0	12.0	4.2
6	原粉-A 25%	169	232	78	771	1018	15.0	12.0	5.0

※ W/B=54.5% s/a=44.0%

表-2 実機試験の配合

Case	FA種 置換率	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					AE剤 A	スランブ (cm)	空気量 (%)
		W	C	FA	S	G			
1 (ベース)	— 0%	166	305	—	798	1046	2.5	12.0	5.0
2	Cf-A 15%	162	252	45	793	1045	2.5	12.0	5.6
3	Cf-A 25%	161	221	74	790	1039	2.5	12.0	5.4
4	原粉-A 25%	169	232	78	771	1018	5.0	12.5	5.0

※ W/B=54.5% s/a=44.0% スランブ=12±1.0cm 空気量=4.5±1.5%

表-3 使用材料

セメント C	普通ポルトランドセメント 3.16g/cm <sup>3</sup>		
フライアッシュ Cf-A Cf-B Cf-C 原粉-A	Cf-A	2.03g/cm <sup>3</sup>	強熱減量:0.40% 比表面積 4030cm <sup>2</sup> /g
	Cf-B	2.19g/cm <sup>3</sup>	強熱減量:0.62% 比表面積 3470cm <sup>2</sup> /g
	Cf-C	2.17g/cm <sup>3</sup>	強熱減量:0.45% 比表面積 4890cm <sup>2</sup> /g
	原粉-A	1.96g/cm <sup>3</sup>	強熱減量:3.52% 比表面積 3230cm <sup>2</sup> /g
細骨材 S	S1:山砂(黒川郡大和町鶴巣) 2.57 g/cm <sup>3</sup> S2:砕砂(登米市津山町) 2.66 g/cm <sup>3</sup> 細骨材混合比率 S1:S2=60:40		
粗骨材 G	碎石(石巻市湊字葛和田山) 2.70 g/cm <sup>3</sup>		
AE減水剤 AE剤	AE減水剤標準型I種(高機能タイプ B×1.0%使用) AE剤I種(1A=B×0.001%)		

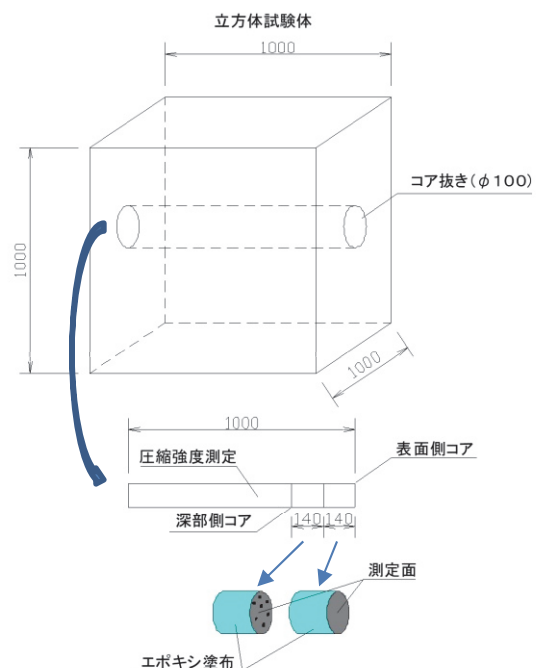


図-1 コアの採取位置、浸せき試験模式図



表面から 14 cm、28cm の位置において分割した。この表面側のコア、深部側のコアのそれぞれについて、飽水処理を実施した後に 4 プローブ法<sup>4)</sup>によって電気抵抗率を測定した。飽水処理は JSCE-G571 に規定される手順で脱気後、水中に 1 週間連続して浸せきし、その後 1 日間、室内気中で乾燥させ、再度、脱気した。電気抵抗率の測定の後、そのコアを用いて、JSCE-G572 に準拠して塩水浸せき試験を行った。暴露面は表面側のコアについては型枠面、深部側のコアについては型枠側の切断面とし、それ以外の面はエポキシ樹脂でシーリングした。浸せき期間は 182 日である。また、電気抵抗率試験の供試体の深部側のコアを用い、材齢 28 日における圧縮強度試験を行った。

#### 4. 結果

##### 4.1 配合調整に基づく考察

スランプを一定とし、単位水量、単位結合材量を変えることで、各ケースにおける配合調整を行った結果、表-1 に示すように、加熱改質 FA を使用したケースでは、単位水量、単位結合材量は Case5 を除き減じられた。単位水量の減少量は $-1\sim 6\text{ kg/m}^3$ であり、加熱改質 FA の原炭の違いにより、減水効果を有するものと、期待できないものがあることがわかった。ここで、炭種 A の原粉を使用した Case 6 では、単位水量が増加したことから、本試験の範囲では同一炭において加熱改質により減水効果が付与されていることを確認した。今回使用した原粉は JIS II 種相当のフライアッシュであり、原粉としては比較的良質であるが、AE 剤の使用量は加熱改質 FA を使用したケースの倍以上となり、室内試験と実機試験の双方において、原粉を使用したケースと比べて加熱改質 FA を使用したケースでは AE 剤の使用量が大幅に少なくなった。なお、室内試験と実機試験での AE 剤使用量の差異は、練混ぜ機械の違いにより AE 剤の起泡効果が影響を受けたものと考えられる。

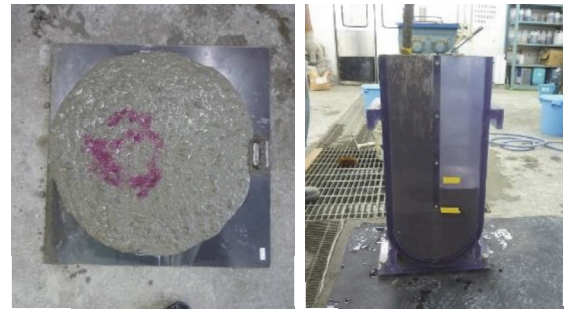
##### 4.2 フレッシュ性状

タッピング試験、間隙通過試験の状況を写真-3 に示す。タッピング試験において、いずれのケースでも打撃終了後に材料分離は見られず、また過度に粘性が高い傾向も見られないことから、良好なワーカビリティを有していることを確認した。図-2 に、実機試験における間隙通過試験の結果を示す。加熱改質 FA、原粉ともフライアッシュを使用したケースで、通過時間が大幅に低減している。このことから、実機練りの場合、加熱改質 FA、原粉ともに、混和により加振時のフレッシュコンクリートの流動性が向上し、間隙通過性が向上することを確認できた。

立方体形状の試験体を用いたブリーディング測定結果



写真-2 型枠への打設状況



タッピング試験

間隙通過試験

写真-3 フレッシュコンクリートの試験状況

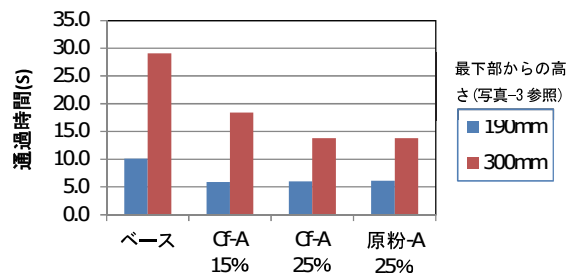


図-2 間隙通過試験の結果 (実機)

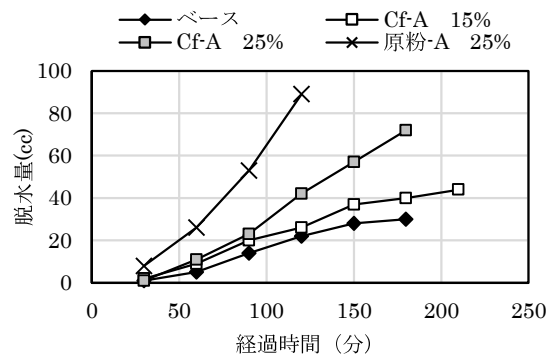


図-3 ブリーディングの測定結果 (実機)

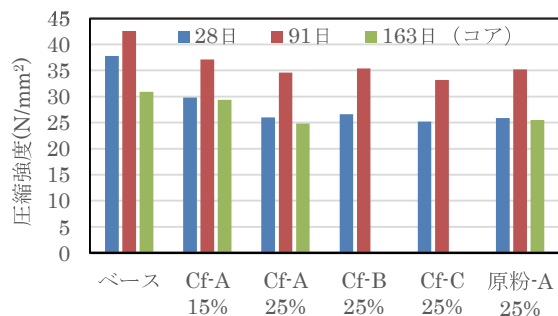


図-4 圧縮強度試験結果

を図-3に示す。原粉-Aを使用したケースでは、日没に伴い測定不能になったため、打設後 120 分の時点で測定を中止した。加熱改質 FA の置換率が增大するのに伴い、ブリーディング量が多くなり、それ以上に原粉-Aを使用したケースでは著しくブリーディング量が多くなった。この傾向は既往の研究<sup>5)</sup>における、フライアッシュを内割りで使用した場合のブリーディング水の発生状態と同様の傾向である。本試験はフライアッシュを内割りで使用しており粉体量が変わらないため、フライアッシュの混和による凝結遅延に加え、ボールベアリング効果による粘性低下がそのまま保水性の低下に繋がったと考えられる。さらに、原粉-Aを使用した場合にブリーディング量が多くなる要因の一つとして、保水性が低下していることに加え、単位水量および AE 剤の使用量が多いことが考えられる。

4.3 強度特性・表面透気係数

室内試験において、材齢91日まで水中養生された供試体の圧縮強度と、実機試験において材齢 163 日におけるコア供試体の圧縮強度を図-4に示す。室内試験において水中養生を実施した供試体では、フライアッシュの置換率が多いほど強度が低下しているが、置換率が25%の各ケースの強度の違いは大きく見られず、炭種の違いが強度に及ぼす影響は少ないといえる。コア供試体のケースは水中養生のケースより強度が低いが、これはコアの内部側で強度を測定しており、水分の供給が水中養生したものよりも少ないためと考えられる。また、同一炭種における、加熱改質 FA と原粉を使用したケースについて、水中養生した供試体、コア供試体のいずれにおいても有意な強度の差は見られないことから、フライアッシュの改質自体は強度に影響しないことがわかる。

実機試験の立方体形状の供試体表面における表面透気係数試験結果を図-5に示す。ベースと比較して、加熱改質 FA および原粉を用いたケースでは、表面透気係数が若干低下する傾向となっているが、いずれのケースでもトレント法によるグレーディングでは、「一般」の範囲となり、フライアッシュの使用が表面透気係数に有意な影響を及ぼしているとはいえない結果となった。

4.4 電気抵抗率

材齢 1 年までの供試体の電気抵抗率の測定結果を図-6と図-7に示す。電気抵抗率は塩化物イオンの拡散係数と相関があることが知られており<sup>6)</sup>、AASHTO T 358-17 (Standard Method of Test for Surface Resistivity Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration) では、コンクリートの塩化物イオン透過性の評価指標として電気抵抗率が用いられ、そのグレードが示されている。ただし、このグレードは電極間隔と供試体の寸法に影響を受ける見掛けの電気抵抗率に基づいている。そのため、本研究では、既往の研究に基づいてこの見掛けの電気抵

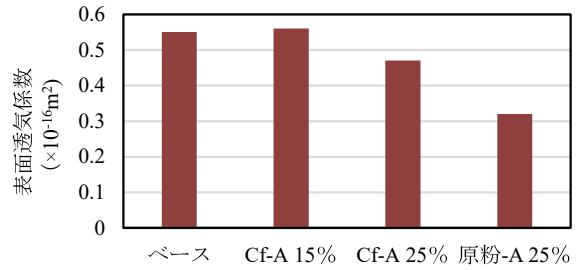


図-5 表面透気係数試験結果 (実機)

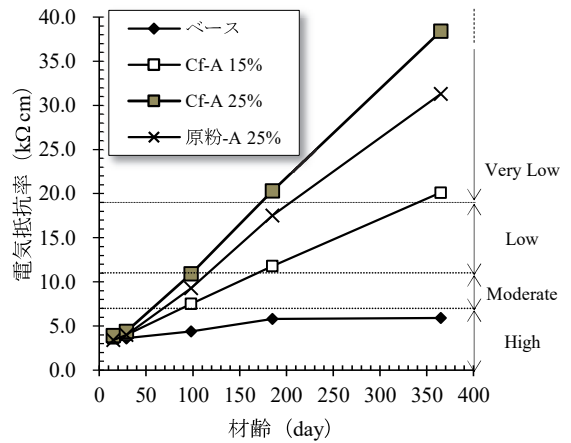


図-6 電気抵抗率 (供試体) (室内)

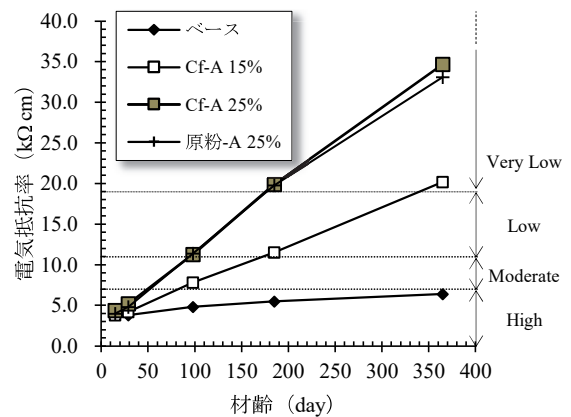


図-7 電気抵抗率 (供試体) (実機)

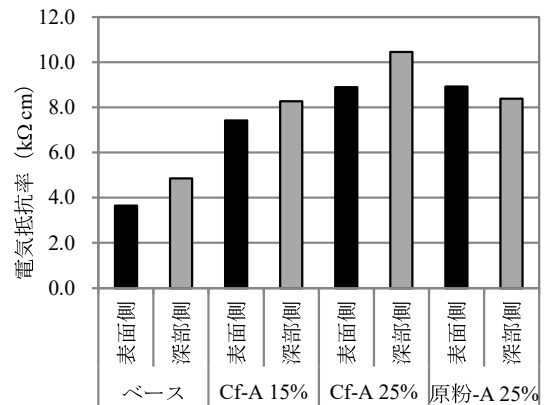


図-8 コアの飽水処理後の電気抵抗率

抗率を真の電気抵抗率に換算し<sup>4)</sup>、コンクリートの塩化物イオン透過性の評価に用いた。図より、室内試験、実機試験ともに、材齢の経過に伴い、フライアッシュの置換率が増加するほど、電気抵抗率も増大することが確認できる。また、材齢1年時点のベース配合のコンクリートの塩化物イオン透過性は「High」に分類されるのに対し、フライアッシュを混和したコンクリートの塩化物イオン透過性は「Very Low」に分類された。このことから、港湾施設の構造物から得られた統計データなど<sup>7)</sup>で従来から言われているように、フライアッシュの混和はコンクリートの遮塩性能のポテンシャルを大幅に引き上げる効果があり、そのことは加熱改質FAにも言えることが確認された。さらに、電気抵抗率は、フライアッシュを混和していないベース配合と比較して、フライアッシュを混和した方が、材齢350日までは増加傾向にあった。これは、フライアッシュのポズラン反応による空隙構造の緻密化がなお進行しているためと推察される。

なお、Cf-A 25%と原粉-A 25%の結果を比較すると、加熱改質FAを用いた方が電気抵抗率は大きくなっている。これは、加熱改質FAの使用により、単位水量が減じられ、単位骨材量が増加したことに起因すると考えられる。

立方体形状の試験体から採取したコアの飽水处理後の電気抵抗率の測定結果を図-8に示す。ベースと比較して、フライアッシュを混和することで電気抵抗率が増加し、供試体と同様の結果になることが確認された。なお、表面側と深部側のコアの測定結果を比較すると、ベース、Cf-A 15%、Cf-A 25%では、深部側の電気抵抗率が大きくなった。これは、表面側では乾燥の影響を受けるため、結合材の水和率が深部側よりも低下することが一因であると考えられる。

一方、原粉-A 25%では、表面側と深部側の電気抵抗率の関係は他のケースとは逆の傾向を示した。このような傾向が生じた原因としては未燃カーボンに含まれる水分の影響が推測されたが、現段階では確認を得るには至っていない。立方体形状の試験体は引き続き曝露試験を継続するため、この件については今後の課題としたい。

立方体形状の試験体から採取したコアの飽水处理後の電気抵抗率と供試体の電気抵抗率の比較結果を図-9に示す。ここで、供試体の電気抵抗率はコアの電気抵抗率の測定材齢と等しい材齢(163日)での推定値であり、その推定方法は図-7に示した材齢97日と材齢184日のデータの線形補間による。図-9より、コアの電気抵抗率は供試体よりも小さくなり、その傾向はフライアッシュが高置換率になるほど大きくなった。これは、供試体は水中養生が継続されていたために、十分に水和反応が進行して組織が緻密化したことが原因として考えられる。今回のケースでは、一般的な施工方法であっても、フライアッシュによる遮塩性能の向上が認められたが、

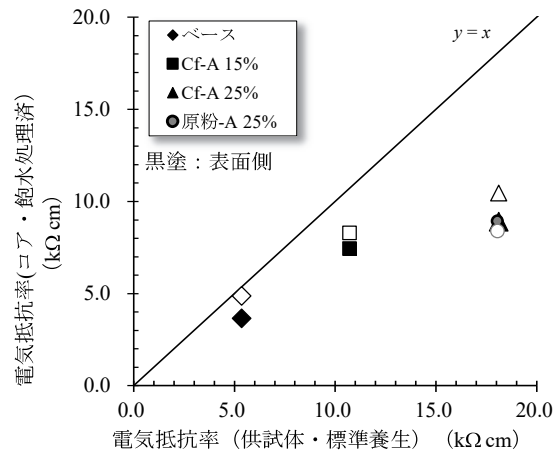


図-9 コアと供試体の電気抵抗率の比較 (実機)

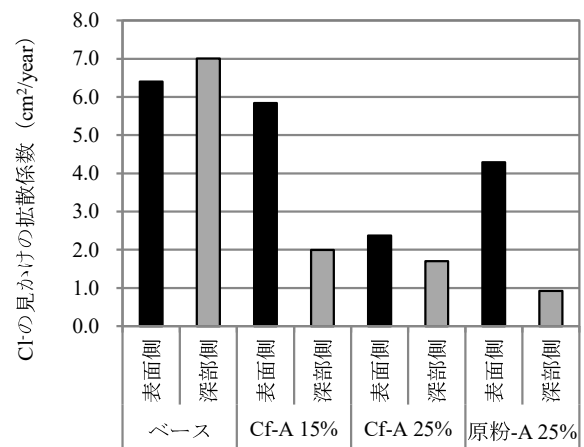


図-10 塩水浸せき試験の結果



写真-4 山田町織笠漁港における現場適用 (左: 打設時、右: 完成時)



写真-5 山田町大沢水門における現場適用 (左: 打設時、右: 打設後)

遮塩性能に関するポテンシャルをより引き出すためには、フライアッシュが高置換になるほど、水分の供給を長期間にわたって実施することが望ましいといえる。

#### 4.5 塩水浸せき試験結果

図-10に飽水处理後のコアの塩水浸せき試験結果を示す。図-10より、フライアッシュを混和することで塩化

物イオンの見かけの拡散係数が低下することが確認され、それは加熱改質 FA を使用しても同様であった。

表面側と深部側とで比較すると、フライアッシュを使用したケースで表面側の塩化物イオンの見かけの拡散係数が大きくなる傾向になった。これは、コンクリート表層部から大気中へ水分が逸散し、フライアッシュの反応率が深部と比較して低下したためと考えられる。

なお、図-10 と図-8 を比較すると、塩化物イオンの見かけの拡散係数と電気抵抗率により評価されるコンクリートの遮塩性能の順位はほぼ同等になり、拡散係数と電気抵抗率の相関を確認できた。

## 5. 現場適用事例

写真-4、写真-5 に、山田町織笠漁港および山田町大沢水門において、本研究で得られた結果をもとに、加熱改質 FA を適用した状況を示す。山田町織笠漁港では、防潮堤の頂部被覆コンクリートに使用した。設計スランプは 8cm であったが、骨材の品質上、このスランプでは十分なポンパビリティーの確保が困難であった。しかしながら、加熱改質 FA を使用することにより、設計スランプの範囲内で十分なポンパビリティーを確保することができた。

山田町大沢水門は、海水に接する RC 構造物で、塩害を受ける可能性があることから、加熱改質 FA を使用した。

## 6. まとめ

以上の研究から、加熱改質 FA を用いた現場打ちコンクリートのフレッシュ特性、硬化コンクリートの特性について、下記の事項が明らかになった。

- i. 加熱改質 FA を内割りで使用することにより、原炭の種類によっては、未混和の場合と比較して単位水量を低減できる場合があり、フライアッシュに原粉を使用した場合と比較して、AE 剤の使用量を半分以下に抑えることができる
- ii. 加熱改質 FA の使用により、良好なワーカビリティーの確保が可能になり、特に間隙通過特性の向上が顕著にみられる
- iii. 内割配合の場合、フライアッシュを混和した配合では、ブリーディング量が増加する傾向となるが、原粉を使用したケースと比較して、加熱改質 FA を使用したケースのほうが、その量を低減できる
- iv. 水中養生を行った供試体、コア供試体いずれにおいても、フライアッシュの置換率の増加に伴い、圧縮強度は低下するが、加熱改質 FA の炭種や原粉の使用などによる強度の違いは少ない
- v. 遮塩性能の評価指標である電気抵抗率は、フライ

アッシュの置換率が増加するほど大きくなり、その傾向は材齢が経過するほど顕著になる

- vi. 一般的な施工方法であっても、フライアッシュによる遮塩性能の向上が認められるが、遮塩性能に関するポテンシャルをより引き出すためには、フライアッシュが高置換になるほど、水分供給を長期にわたって実施することが望ましい
- vii. フライアッシュを混和することで塩化物イオンの見かけの拡散係数が低下することが確認され、それは加熱改質 FA を使用しても同様であった

## 7. あとがき

本研究は、加熱改質 FA のコンクリート用混和材としての特性を解明するため、東北大学、日本製紙（株）と共同研究を行ったものである。加熱改質 FA は長期にわたり反応性を示すものであり、耐久性への効果を把握するためには、長期的な計測が必要である。また、継続して現場適用を進めることで、さらなる普及展開を図っていきたい。

### 【参考文献】

- 1) 伊藤七恵、佐藤嘉昭、上田賢司、大谷俊浩、「高品質フライアッシュを用いたコンクリートの調合設計に関する研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 33、No. 1、pp. 167-172、2011
- 2) 齋藤隆弘、東 邦和、佐藤貴之、久田 真、皆川 浩、「加熱改質フライアッシュの現場打ちコンクリートへの適用」、土木学会第 72 回年次学術講演会講演概要集、pp. 1677-1678、2017
- 3) 日本コンクリート工学会、「コンクリートの確実な施工のための PDCA サイクル研究委員会報告書」、2016
- 4) 皆川 浩、駒井道哉、藤田 亮、宮本慎太郎、久田 真、「4 プローブ法をコンクリート供試体に適用した時のセル定数の数値解析による算定とその検証」、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol. 17、pp. 447-452、2017
- 5) 日本コンクリート工学会、「構造物の耐久性向上のためのブリーディング制御に関する研究委員会報告書」、2017
- 6) 皆川 浩、久田 真、榎原彩野、齋藤佑貴、市川聖芳、井上浩男、「コンクリートの電気抵抗率と塩化物イオンの見掛けの拡散係数との関係に関する基礎的研究」、土木学会論文集 E、Vol. 66、No. 1、pp. 119-131、2010
- 7) 佐藤道生、有菌大樹、蓮見 亮、皆川 浩、久田 真、「調査情報および設備重要度を考慮した発電所の維持管理費用算定手法」、土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)、Vol. 68、No. 4、pp. 225-237、2012

# 大開孔を有する基礎梁補強工法の開発

## －開孔周囲を補強した基礎梁のせん断性状－

### Method of Reinforcing Footing Beam with Large Opening

#### - Shear Behavior of RC Footing Beams Reinforced by Bars around the Opening -

岸本 剛\* 細矢 博\* 武田彰文\*\* 山口敏和\*\*\* 小妻靖知\*\*\*

#### 要 旨

梁に設けられる貫通孔の直径は梁せいの 1/3 以下とすることが推奨されていることから、基礎梁に人通孔を設ける場合、構造計算の結果に関わらず人通孔径から梁せいが決定される場合があり、中低層の建物ではコストアップの一因となっている。今回、基礎梁せいの合理化を図るため、梁せいの 1/3 を超え、1/2 以下の径の開孔を有する基礎梁が必要な構造性能を発揮する補強方法を提案し、構造実験によりせん断性状を確認した。また、開孔周囲の補強筋がひび割れ幅やせん断終局強度に及ぼす影響、および構造性能の評価方法について検証した。

キーワード：大開孔、基礎梁、せん断終局強度、ひび割れ幅

#### 1. まえがき

RC 造梁に貫通孔（以下、開孔と称す）を設けると、開孔周囲に応力が集中することから、ひび割れが発生しやすくなる。さらに、せん断終局強度など構造性能を著しく低下させることから、通常、開孔の直径（以下、開孔径と称す）は梁せいの 1/3 以下とすることが推奨されている。そのため、基礎梁に人通孔として直径 600mm 程度の開孔を設ける場合、構造計算の結果に関わらず、人通孔の 3 倍の 1800mm 以上の梁せいが必要となる。

そこで、基礎梁せいの合理化を図るため、開孔径が梁せいの 1/3 を超え、1/2 の範囲まで十分な構造性能を発揮する補強方法を提案し、構造実験によりせん断性状を確認した。そして、開孔周囲の補強筋がひび割れ幅やせん断終局強度に及ぼす影響、および構造性能の評価方法について検証した。

#### 2. 工法概要

開孔補強方法を図-1 に示す。開孔周囲の補強として、開孔際あばら筋、平行四辺形斜め補強筋、開孔部あばら筋、軸方向補強筋の 4 種類の補強筋を利用する。開孔際あばら筋は、開孔の左右に配置されたあばら筋のうち、開孔中心を基点として 45°に引いた直線が、引張鉄筋と交わる位置から開孔側に配筋されたあばら筋である。平

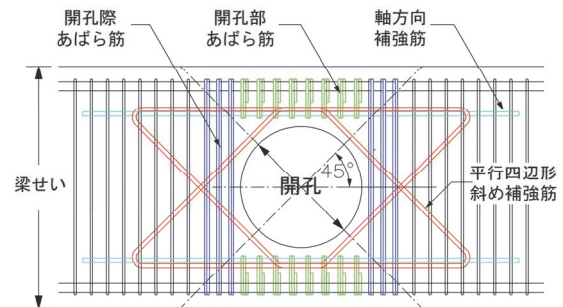


図-1 開孔補強方法

行四辺形斜め補強筋は、形状が平行四辺形で溶接閉鎖型であり、1 対の対辺を梁材軸に平行とし、斜めの対辺を梁材軸に 45°の角度で配置し、材軸直交方向に対称となる 2 本を 1 組として使用する。また、開孔部あばら筋と軸方向補強筋は開孔上下位置の補強であり、開孔上下を梁と見立て（以下、開孔上下位置を弦材と称す）、主筋として軸方向補強筋を、あばら筋として開孔部あばら筋を配置する。

#### 3. 実験概要

##### 3.1 試験体概要

表-1 に試験体一覧を、表-2 に材料試験結果を、図-2 に試験体形状を示す。

\*技術研究所建築研究グループ \*\*西日本支社建築設計部 \*\*\*東日本支社建築設計部

試験体は 1/2 縮小の 9 体で、パラメーターは、開孔周囲の補強筋量、コンクリート強度、隣接する小開孔の有無、開孔径比とした。また、すべての試験体で開孔周囲のせん断破壊が先行するように計画した。

No.2 は基準試験体で、スパン方向の中央位置に、実大で 600mm を想定した直径 (H) 300mm の大開孔を設けた。梁せい (D) 600mm に対する開孔径比 (以下、H/D) は 1/2 となる。No.3 は No.2 に対して平行四辺形斜め補強筋を、No.4 は開孔部あばら筋を、No.5 は開孔際あばら筋と開孔部補強筋を増した。No.8 は開孔際あばら筋と開孔部補強筋、および平行四辺形斜め補強筋を増した。本工法では、弦材のせん断破壊を許容しない。しかし、開孔部あばら筋比が弦材のせん断破壊に影響をおよぼすと考えられることから、破壊形式と開孔部あばら筋比の関係を確認する目的で、No.1 は No.2 に対し開孔部あばら筋比を半分とした。

また、No.6 は、No.2 に対し、隣接する小開孔の影響を確認するため、大開孔の両側に直径 100mm の小開孔を設けた試験体で、開孔間隔は、大開孔と小開孔の両者の平均直径の 3 倍とした。大開孔の補強は、No.2 と同一で、小開孔の補強には、既製の開孔補強筋を用いた。No.7 は、コンクリート強度が最大荷重に与える影響を確認するため  $F_c=21\text{N/mm}^2$  とした。No.9 は、開孔径が同一の場合において開孔径比が損傷 (ひび割れ) 状況や最大荷重に与える影響を確認するため、開孔径比を 1/2.4 (梁

表-1 試験体一覧

試験体	$F_c$ N/mm <sup>2</sup>	開孔径比 H/D	平行四辺形斜め補強筋		開孔際あばら筋		開孔部あばら筋		軸方向補強筋			
			配筋	$P_{wd}$ (%)	配筋	$P_{ws}$ (%)	配筋	$P_{wc}$ (%)				
No.1	30	1/2	2-D10×3組 (SD345)	0.34	4-D6×3組 (SD295A)	0.44	2-D6@40 (SD295A)	0.46	2-D13 (SD295A)			
No.2			2-D13×4組 (SD345)	0.82			4-D6@40 (SD295A)	0.91				
No.3			2-D10×3組 (SD345)	0.34			4-D10×3組 (SD295A)	0.97		4-D6@30 (SD295A)	1.22	4-D13 (SD295A)
No.4					4-D6×3組 (SD295A)	0.44			4-D6@40 (SD295A)	0.91		
No.5											4-D6×3組 (SD295A)	
No.6			2-D13×4組 (SD345)	0.82	4-D10×3組 (SD295A)	0.97	4-D6@30 (SD295A)	1.22				
No.7			21	30	1/2.4	2-D10×3組 (SD345)	0.28	4-D6×3組 +2-D6×1組 (SD295A)	0.41	3-D6@45 (SD295A)	0.61	3-D13 (SD295A)
No.8			30									
No.9			30	1/2.4	2-D10×3組 (SD345)	0.28	4-D6×3組 +2-D6×1組 (SD295A)	0.41	3-D6@45 (SD295A)	0.61	3-D13 (SD295A)	

【一般部配筋】梁主筋:5-D22(SD490,  $p_t=1.01\%$ )、一般部あばら筋(No.8以外):2-D6@40(SD295A,  $p_w=0.46\%$ )、(No.8):4-D6@40(SD295A,  $p_w=0.91\%$ )  
 【部材寸法】No.1~No.8:L=1800mm,  $B_g \times D_g=350 \times 600\text{mm}$ , H=300mm, c=250mm, No.9:L=1800mm,  $B_g \times D_g=350 \times 720\text{mm}$ , H=300mm, c=310mm  
 【記号】 $p_t$ :引張鉄筋比,  $p_t = \Sigma a_t / (B_g \cdot d)$ ,  $\Sigma a_t$ :梁の引張鉄筋全断面積, d:有効せい,  $p_w$ :一般部あばら筋比,  $p_w = a_w / (B_g \cdot s)$ ,  $a_w$ :一組の一般部あばら筋断面積, s:一般部あばら筋ピッチ,  $p_{wd}$ :平行四辺形斜め補強筋比,  $p_{wd} = a_{wd} (\sin \theta + \cos \theta) / (B_g \cdot c)$ ,  $a_{wd}$ :孔の片側cの範囲にある平行四辺形斜め補強筋断面積,  $p_{ws}$ :開孔際あばら筋比,  $p_{ws} = (n \cdot a_{ws}) / (B_g \cdot c)$ ,  $a_{ws}$ :一組の開孔際あばら筋断面積, n:孔の片側cの範囲内にある開孔際あばら筋組数,  $p_{wc}$ :開孔部あばら筋比,  $p_{wc} = a_{wc} / (B_g \cdot s_c)$ ,  $a_{wc}$ :一組の開孔部あばら筋断面積,  $s_c$ :開孔部あばら筋ピッチ

表-2 材料試験結果

呼び名	鋼種	試験体	(a)鋼材		(b)コンクリート		
			$\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_y$ $\times 10^{-3}$	試験体	$\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>	$E_c$ ×kN/mm <sup>2</sup>
D6	SD295A	No.1~3	445	2.17	No.1	31.7	29.2
		No.4~9	376	1.83			
D10	SD295A	No.5, 8	351	1.71	No.2	33.0	29.2
		No.6	362	1.77	No.3	32.6	29.8
			No.1, 2	363	1.77	No.4	32.1
D13	SD295A	No.4~9	376	1.83	No.5	33.3	27.2
		No.1~3	335	1.63	No.6	33.6	27.6
		No.4~9	362	1.77	No.7	21.6	25.2
		No.3	358	1.75	No.8	34.3	27.3
D22	SD490	No.1~3	531	2.59	No.9	32.2	26.7
		No.4~9	548	2.67			

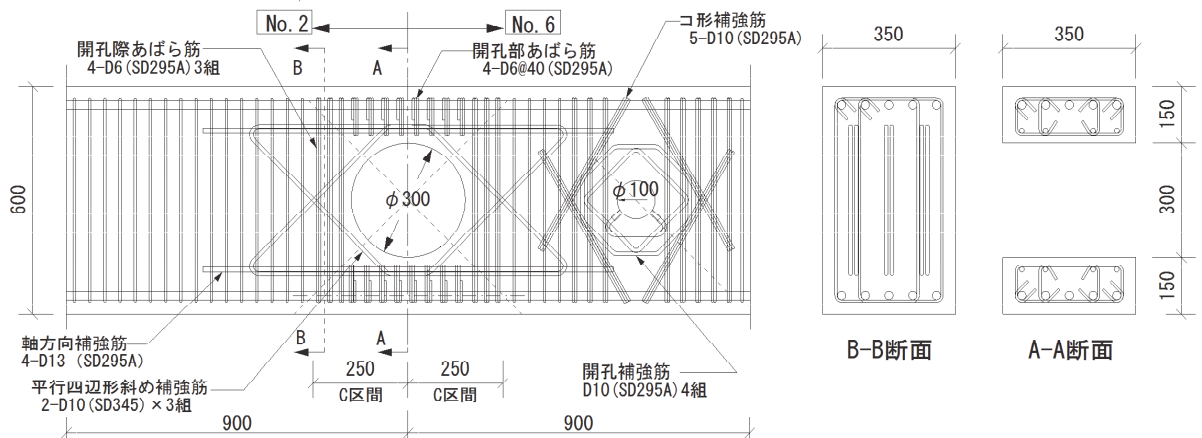
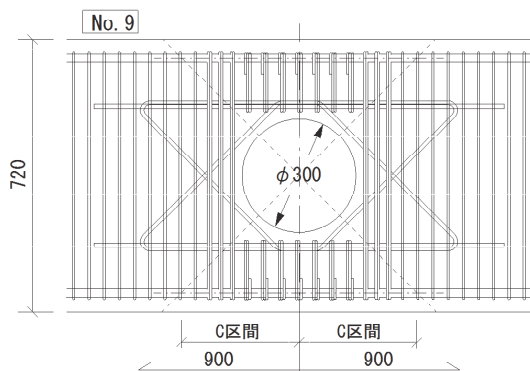


図-2 試験体形状

せい720mm)とした試験体である。

### 3.2 加力方法

図-3に示すように、実験は、試験体の上下支持部を建研式加力装置に固定し、押し引き型油圧ジャッキを用いて試験体に逆対称変形が生じるように水平力を加力して行った。荷重スケジュールは、RC規準による開孔周囲の長期許容せん断力(Q<sub>A0</sub>)に達した荷重で1サイクル、同短期許容せん断力(Q<sub>A0s</sub>)、およびR=5、7.5、10(×10<sup>-3</sup>rad)で2サイクルの正負繰り返し荷重の後、正加力方向にR=30×10<sup>-3</sup>radまでの一方向荷重とした。

## 4. 実験結果および検討

### 4.1 梁せん断力-部材角関係および破壊性状

写真-1にNo.1、2、9のR=10×10<sup>-3</sup>rad時の破壊状況を、図-4に各試験体の荷重と部材角の関係を示す。

基準試験体であるNo.2では、R=0.2×10<sup>-3</sup>rad時に材端

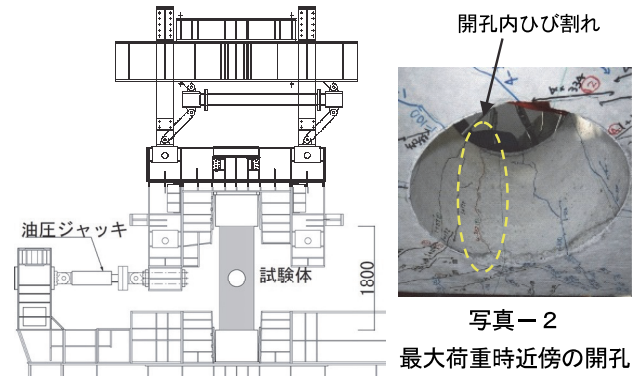


図-3 加力装置

写真-2  
最大荷重時近傍の開孔内の破壊状況(No.2)

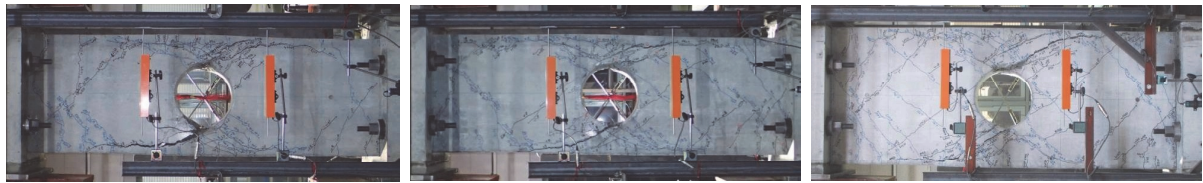
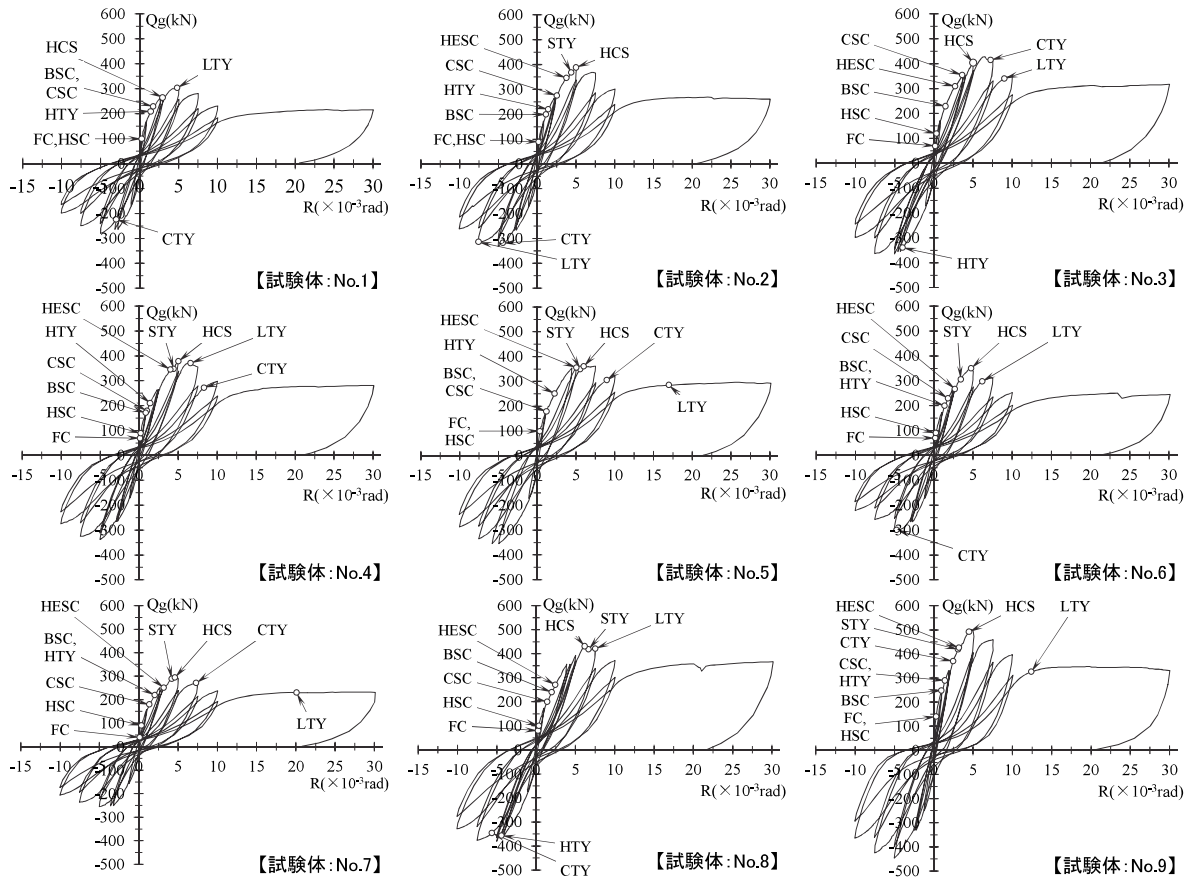


写真-1 破壊状況 (R=10×10<sup>-3</sup>rad時)



発生現象 FC：曲げひび割れ、HSC：開孔部のせん断ひび割れ、BSC：一般部のせん断ひび割れ、CSC：弦材のせん断ひび割れ、HESC：開孔際のせん断ひび割れ、HCS：弦材のせん断ひび割れにつながる開孔内のひび割れの梁せい方向のずれおよび開き、LTY：軸方向補強筋の引張降伏、CTY：開孔部あばら筋の引張降伏、HTY：平行四辺形斜め補強筋の引張降伏

図-4 荷重と部材角の関係

部に曲げひび割れ、開孔部から斜め 45°方向に伸びるせん断ひび割れが発生し、 $R=1.5 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に平行四辺形斜め補強筋が引張降伏した後、 $R=2.6 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に弦材のせん断ひび割れが発生し、 $R=4.4 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に開孔際あばら筋が引張降伏した。その後、弦材のせん断ひび割れにつながる開孔内のひび割れが、写真-2に示すように梁せい方向にずれて開いた前後で、開孔部のせん断ひび割れ幅、および弦材のせん断ひび割れ幅の拡大が顕著となり、 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に最大荷重 ( $Q_{\max}$ ) に達した。No.2 以外の試験体も同様に、開孔部から斜め 45°方向に伸びるせん断ひび割れや弦材のせん断ひび割れが進展した後、 $Q_{\max}$  に達した。

各試験体とも最大荷重以降、開孔上下の弦材でせん断ひび割れが梁主筋に沿って進展するとともに、ひび割れ幅も拡大し、梁主筋および軸方向補強筋のかぶりコンクリートが広範囲で剥落した。

#### 4.2 開孔周囲の補強筋の挙動

##### a. 開孔際あばら筋、一般部あばら筋のひずみ分布

図-5のひずみの計測位置での最大荷重時の開孔際あばら筋、および一般部あばら筋のひずみ分布を図-6、図-7に示す。図-6は、開孔際あばら筋比が同量の比較で、No.2 では開孔際あばら筋が降伏ひずみに達したものの、開孔部あばら筋が少ない No.1、およびコンクリート強度が低い No.7 では弾性範囲に留まった。

No.1 には開孔部あばら筋比を小さくするため中子筋を配筋していないことから、弦材ではトラス機構を構成する圧縮応力を負担できる面積が小さくなる<sup>2)</sup>。そのため、コンクリートの圧壊で弦材がせん断破壊し、開孔際あばら筋に生じるひずみが小さかったと考えられる。また、コンクリート強度は開孔際あばら筋の補強効果に影響を与えることが確認された。

図-7は、開孔際あばら筋比のみ異なる場合で、No.4 で開孔際あばら筋は降伏ひずみに達したのに対し、No.5 では、降伏ひずみの80%程度であり弾性範囲に留まった。

##### b. 平行四辺形斜め補強筋のひずみの推移

図-8に、平行四辺形斜め補強筋のひずみの推移を示す。平行四辺形斜め補強筋比のみ異なる No.2 と No.3 を比較すると、No.2 の平行四辺形斜め補強筋のひずみは、H1、H2 ともに最大荷重到達前の  $R=1.5 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に降伏ひずみに達した。一方、No.3 では、H2 では最大荷重到達時には弾性範囲に留まっていたが、H1 では  $R=4.9 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に降伏ひずみに達した。

#### 4.3 最終破壊状況

いずれの試験体も最終変形時に開孔上下に位置する弦材において、かぶりコンクリートが剥落する損傷がみられたが、No.1 では最大荷重時に、この損傷が他の試験体より顕著であったこと、また、最大荷重時に開孔際あばら筋が降伏ひずみに達していないことなどから、弦材のせん断破壊により最大荷重に達したと判断した。一方、

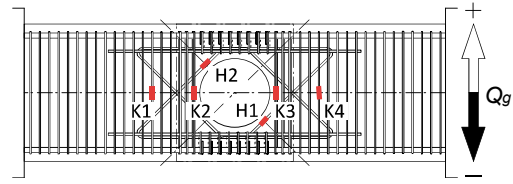


図-5 補強筋ひずみの計測位置

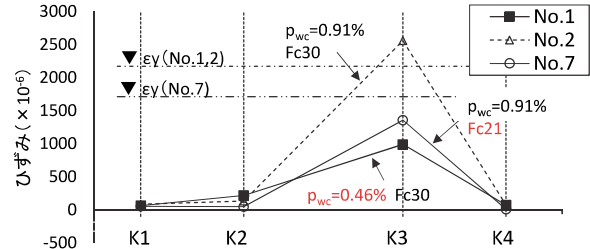


図-6 開孔際あばら筋、一般部あばら筋のひずみ分布 (開孔際あばら筋比が同量の場合)

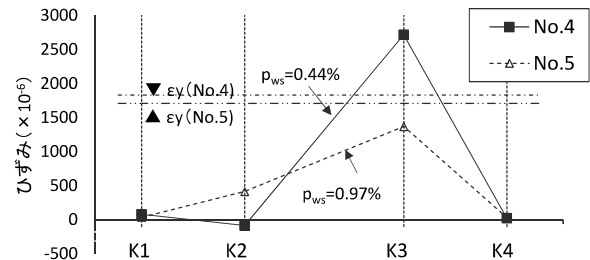


図-7 開孔際あばら筋、一般部あばら筋のひずみ分布 (開孔際あばら筋比のみ異なる場合)

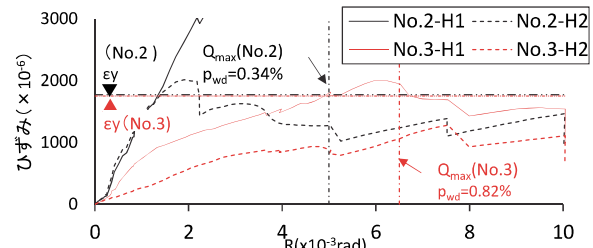


図-8 平行四辺形斜め補強筋のひずみの推移

他の試験体では、最大荷重到達前後で開孔際あばら筋のひずみが概ね降伏ひずみに達したことから、開孔周囲のせん断破壊により最大荷重に達したと判断した。

## 5. ひび割れ幅に関する検討

### 5.1 開孔周囲のせん断ひび割れ発生荷重

開孔周囲のせん断ひび割れ発生荷重 ( $Q_{oc}$ ) の計算値と実験値の比較を、表-3に示す。 $Q_{oc}$  は、無開孔のせん断ひび割れ強度<sup>1)</sup>から、開孔の影響を考慮<sup>3)</sup>した式(1)により算出した。いずれの試験体も実験値は計算値を上回っており、式(1)により、開孔周囲のせん断ひび割れ発生荷重を安全側に評価した。



表-3 せん断ひび割れ発生荷重、長期、および短期許容せん断荷重時のひび割れ幅

試験体名	開孔径比 H/D	せん断ひび割れ発生荷重			長期許容せん断力時ひび割れ幅			短期許容せん断力時ひび割れ幅		
		実験値 Q <sub>oc</sub> (kN)	計算値 Q <sub>oc</sub> (kN)	実験値 / 計算値	計算値 Q <sub>AO</sub> (kN)	Q <sub>AO</sub> 時 部材角 R <sub>AO</sub> (×10 <sup>-3</sup> rad)	Q <sub>AO</sub> 時最大 ひび割れ幅 (mm)	計算値 Q <sub>AOS</sub> (kN)	Q <sub>AOS</sub> 時 ひび割れ幅 (mm)	Q <sub>AO</sub> 時 残留ひび割れ幅 (mm)
No.1	1/2	99	44	2.24	169	0.9	0.10	263	0.60	0.60
No.2		89	45	1.98	171	0.8	0.10	264	0.40	0.35
No.3		119	45	2.66	170	0.8	0.08	353	0.55	0.45
No.4		89	44	2.00	169	0.9	0.10	263	0.45	0.40
No.5		99	45	2.20	171	1.1	0.08	354	0.50	0.40
No.6		89	45	1.97	171	1.0	0.15	265	0.45	0.40
No.7		89	39	2.30	156	1.0	0.10	250	0.50	0.45
No.8		99	46	2.17	172	1.0	0.10	355	0.40	0.40
No.9	1/2.4	140	106	1.32	246	1.0	0.10	329	0.30	0.25

$$Q_{oc} = \frac{0.085 \cdot k_c \cdot (50 + F_c)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1.7} \cdot \left(1 - 1.65 \cdot \frac{H}{D}\right) \cdot b \cdot j \quad (1)$$

ただし、b、D、d、j：梁幅、梁せい、有効せい、応力中心距離(mm)、H：開孔の直径(mm)、k<sub>c</sub>：補正係数 (d≥400の場合k<sub>c</sub>=0.72)、M/(Q・d)：梁のせん断スパン比、F<sub>c</sub>：コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)

### 5.2 開孔周囲の長期許容せん断力とひび割れ幅

表-3に、開孔周囲の使用性確保のための長期許容せん断力(Q<sub>AO</sub>)の計算値とその荷重時の最大ひび割れ幅を示す。Q<sub>AO</sub>は、RC規準<sup>1)</sup>による式(2)から求めた。

$$Q_{AO} = b \cdot j \cdot \left\{ \alpha \cdot f_s \cdot \left(1 - \frac{H}{D}\right) + 0.5 \cdot f_t \cdot (p_s - 0.002) \right\} \quad (2)$$

記号はRC規準<sup>1)</sup>を参照

開孔周囲のひび割れ幅は0.08~0.15mmであり、使用上の支障が生じないとされるひび割れ幅の制限値<sup>1)</sup>(0.3~0.4mm程度)に、スケール効果(試験体縮尺1/2)を考慮した0.15~0.2mmを下回っていた。

### 5.3 開孔周囲の短期許容せん断力とひび割れ幅

さらに、表-3に開孔周囲の損傷制御を目的とする短期許容せん断力(Q<sub>AOS</sub>)の計算値と、Q<sub>AOS</sub>経験後に荷重をQ<sub>AO</sub>まで除荷した時点のひび割れ幅を示す。Q<sub>AOS</sub>は、RC規準<sup>1)</sup>による式(3)から求めた。

$$Q_{AOS} = b \cdot j \cdot \left\{ \frac{2}{3} \cdot \alpha \cdot f_s \cdot \left(1 - \frac{H}{D}\right) + 0.5 \cdot f_t \cdot (p_s - 0.002) \right\} \quad (3)$$

記号はRC規準<sup>1)</sup>を参照

Q<sub>AOS</sub>経験後にQ<sub>AO</sub>まで除荷した時のひび割れ幅は、H/D=1/2で0.35~0.6mm、H/D=1/2.4では0.25mmと、開孔径比による影響がみられるとともに、前述した制限値を上回っていた。また、すべての試験体においてQ<sub>AOS</sub>からQ<sub>AO</sub>まで除荷してもひび割れはほとんど閉じなかった。

### 5.4 短期許容せん断力の低減

Q<sub>AOS</sub>により基準化した梁のせん断力と開孔周囲のひび割れ幅の関係を図-9に示す。通常、Q<sub>AOS</sub>の適用性を、Q<sub>AOS</sub>到達後にQ<sub>AO</sub>まで除荷した時点のひび割れ幅と、その制限値との関係から確認する。しかし、今回の

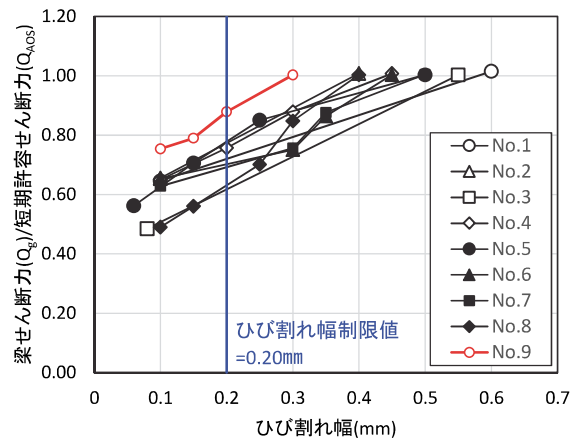


図-9 梁のせん断力と開孔周囲のひび割れ幅の関係

実験では、除荷時にひび割れ幅がほとんど閉じなかったことから、除荷時ではなく、Q<sub>AOS</sub>へ向かう梁せん断力とひび割れ幅の関係から確認した。

開孔周囲のひび割れ幅が制限値である0.2mmに達するのは、H/D=1/2 (No.1~8)では梁のせん断力がQ<sub>AOS</sub>の概ね0.6~0.8倍に達した時点、一方、H/D=1/2.4 (No.9)では概ね0.9倍に達した時点となり、H/Dにより違いがみられた。これより、ひび割れ幅を制限値に収めるためには、Q<sub>AOS</sub>をH/D=1/2で最大0.6倍に、H/D=1/2.4で0.9倍程度に低減する必要がある。

## 6. せん断終局強度の評価

### 6.1 開孔周囲の補強筋の効果

開孔部あばら筋比のみ異なる試験体 No.1 (p<sub>wc</sub>=0.46%)、No.2 (同0.91%)、No.4 (同1.22%)の荷重一部材角の包絡線の比較を図-10(a)に示す。No.1の最大荷重がNo.2より小さいのは、前述の通り開孔部あばら筋比が小さく、開孔周囲でせん断破壊する以前に、弦材のせん断破壊が先行したためと考えられる。一方、No.2とNo.4の最大荷重は同程度で、開孔部あばら筋比の影響がみられなかった。このことから、開孔周囲のせん断破壊が先行す

る場合では、開孔部あばら筋が開孔周囲の最大荷重に与える影響は小さいと考えられる。

開孔際あばら筋比のみ異なる No.4 ( $p_{ws}=0.44\%$ ) と No.5 (同  $0.97\%$ ) の比較を図-10(b)に示す。両試験体の最大荷重は同程度であり、差はみられない。これは、4.2節で述べたように、開孔際あばら筋比が大きい No.5 では降伏ひずみに達していないことを踏まえると、せん断終局強度に考慮できる開孔際あばら筋に上限があると考えられる。

6.2 せん断終局強度式

表-4に、せん断終局強度 ( $Q_{SUO}$ ) の計算値と実験値 (最大荷重) との比較を示す。計算値はRC規準りに基づく開孔径が梁せいの1/3までを対象とした式(4)から求めた。ただし、開孔際あばら筋比については、今回の実験結果より上限を0.4%に設定した。

$$Q_{SUO} = \left( \frac{0.092 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (F_c + 18)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} \cdot \left( 1 - 1.61 \cdot \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_{ws} \cdot w_s \sigma_y + p_{wd} \cdot w_d \sigma_y} \right) \cdot b \cdot j \quad (4)$$

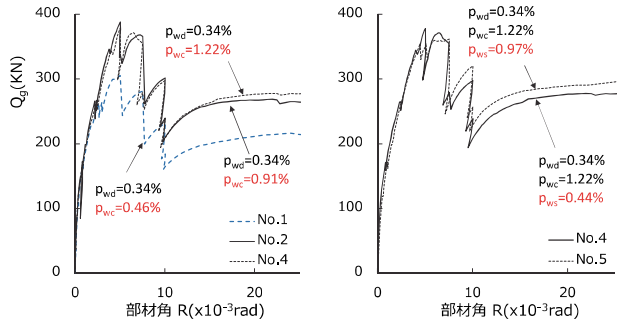
ただし、 $k_u$  : 有効せいによる係数、 $k_p$  : 引張鉄筋比による係数、 $b$ 、 $D$ 、 $d$ 、 $j$  : 梁幅、梁せい、有効せい、および応力中心距離(mm)、 $F_c$  : コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $H$  : 開孔直径(mm)、 $M/(Q \cdot d)$  : 梁のせん断スパン比、 $p_{ws}$  : 開孔際あばら筋比、 $p_{wd}$  : 平行四辺形斜め補強筋比、 $w_s \sigma_y$ 、 $w_d \sigma_y$  : それぞれ開孔際あばら筋、平行四辺形斜め補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、その他の記号はRC規準りによる

弦材でせん断破壊した No.1 を除く試験体について、実験値/計算値の比は1.05~1.30となり、計算値は実験値を安全に評価した。No.7の実験値/計算値の比が他に比べて低いのは、図-6に示すように、開孔際あばら筋に生じるひずみがコンクリート強度の影響により小さかったことが一因と考えられる。低強度コンクリートを使用する場合の評価法については、今後の課題である。

7. まとめ

今回の実験により、以下のことが確認できた。これにより、本工法による補強、および評価方法を用い、梁せいの1/2の大開孔を有する基礎梁の検討が可能となった。

- i. 試験体 No.2~9の破壊形式は、開孔周囲のせん断破壊であったが、開孔部あばら筋比が小さい No.1 では、想定した開孔周囲のせん断破壊ではなく、弦材のせん断破壊となった
- ii.  $H/D$ が1/3を超える開孔径を有する基礎梁では、RC規準による短期許容せん断力時のひび割れ幅の制限値を満足しない
- iii. ひび割れ幅の制限値を満足するためには、短期許容せん断力を $H/D=1/2$ で最大0.6倍に、 $H/D=1/2.4$



(a) 開孔部あばら筋比の影響 (b) 開孔際あばら筋比の影響  
図-10 荷重一部材角の包絡線の比較

表-4 計算値と実験値 (最大荷重) の比較

試験体名	計算値		実験結果			破壊形式
	$Q_{MU}$ (kN)	$Q_{SUO}$ (kN)	$Q_{max}$ (kN)	$R_{max}$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	$Q_{max}/Q_{SUO}$	
No.1	565	300	305	5.0	1.02	CS
No.2	565	301	388	5.0	1.29	HS
No.3	565	362	429	6.5	1.19	HS
No.4	583	290	378	5.0	1.30	HS
No.5	583	287	362	7.5	1.26	HS
No.6	583	292	350	4.8	1.20	HS
No.7	583	280	294	4.6	1.05	HS
No.8	583	353	431	6.4	1.22	HS
No.9	711	399	502	4.8	1.26	HS

$Q_{max}$  : 最大荷重、 $R_{max}$  :  $Q_{max}$ 時部材角、 $Q_{MU}$  : 略算式<sup>1)</sup>による曲げ耐力時せん断力、 $Q_{SUO}$  : せん断終局強度計算値で式(4)による、破壊形式 : HSは開孔周囲のせん断破壊、CSは弦材のせん断破壊

で0.9倍程度低減する必要がある

- iv. せん断終局強度に考慮できる開孔際あばら筋比には上限がある
- v. 弦材でせん断破壊したNo.1を除く試験体について、実験値/計算値の比は1.05~1.30となり、計算値は実験値を安全に評価した

8. あとがき

本工法により、人通孔を有する基礎梁について合理的な設計が可能となる。開発を機に積極的に提案していきたい。

【参考文献】

- 1) 「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」、日本建築学会、2010
- 2) 「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、日本建築学会、1999
- 3) 津村浩三、遠藤利根徳、清水 泰、能勢泰延、「斜めワイヤメッシュで補強した鉄筋コンクリート造有孔梁の多数回くり返し水平加力実験 (その7) 孔部せん断ひび割れ強度の推定」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.501-502、1985

# 扁平梁工法の構造性能に関する実験的研究

## 一部分架構実験の概要と実験結果の考察

### Experimental Study on Structural Performance of RC Flat Beam Systems

#### - Loading Experiments of RC Flat Beam to Column Joint Specimens -

山際 創\* 岸本 剛\* 浜口慶生\*\* 服部晃三\*\*

#### 要旨

集合住宅等において、通常の梁よりも梁せいを小さくする代わりに、梁幅を柱幅よりも大きくした扁平梁を採用することで、プランの自由度が高まる、有効天井高や窓開口を大きく確保できる、などのメリットが生まれる。一方、柱幅外の梁主筋の影響を考慮した扁平梁曲げ耐力、扁平梁と柱の接合部せん断耐力の評価方法は未だ明らかにされていない。今回、上記を評価する設計式を構築するため、梁幅を柱幅の2~3倍とした扁平梁と柱から構成される部分架構実験を行った。その結果、梁幅が柱幅の2倍程度であれば扁平梁曲げ耐力計算値を上回った。一方で、梁幅を柱幅の3倍程度とした場合は計算値を下回り、柱幅から外れた梁主筋の効果が低下し、同変形角でのひび割れ幅が過大になるなどの影響が見られた。また、既往式を準用した提案式は、扁平梁柱接合部のせん断耐力を安全側に評価できることを確認した。なお、縦貫通孔の有無、直交梁の有無の比較試験体の実験結果から、いずれの要素も性能に影響を及ぼす明確な違いは見られなかった。

キーワード：扁平梁、柱梁接合部、曲げ耐力、せん断耐力、ヒンジロケーション

#### 1. まえがき

筆者らは、昨年までの研究において、スラブが梁を介さずに直接柱と一体化されたフラットプレート構造に関する実験を行い、「奥村式フラットプレート工法」を確立し、実物件へ適用した<sup>1)~3)</sup>。ただし、架構の耐力や剛性、経済性の観点から、中低層の集合住宅などに採用が限定されていた。

一方、通常の梁よりも梁せいを小さくする代わりに、梁幅を柱幅よりも大きくした「扁平梁工法」は、プランの自由度が高まる、有効天井高や窓開口を大きく確保できる、などのメリットが生まれるため、特に、高層・超高層の集合住宅等においてニーズが高い。

扁平梁の構造的な特徴として、一般梁と比べて梁せいが小さいために剛性が低くなることのほか、柱外に配置される梁主筋が存在することが挙げられる。既往の研究<sup>例えば、4)</sup>によると、梁危険断面位置で、柱外に配置された梁主筋が負担する応力が柱内の梁主筋よりも低い傾向が見られ、梁主筋応力が一様でない可能性が指摘されている。また、梁型が柱型よりも突出している扁平梁において、接合部せん断破壊の様相が明らかでないため、接合

部せん断耐力の適切な算出方法も未だ確立されていない。

そこで今回、扁平梁の構造性能を確認するため、柱幅に対する梁幅の比（以下、扁平率）を2~3とした扁平梁と柱から構成される部分架構載荷実験を行った。本報では、その実験概要と結果の考察を示す。

#### 2. 実験概要

##### 2.1 試験体形状

表-1に試験体一覧を、図-1に試験体詳細図を、表-2に材料試験結果を示す。試験体は、扁平梁の曲げ耐力および変形性能を確認するために扁平梁曲げ降伏が先行するように計画した試験体（以下、曲げ試験体）6体、接合部せん断耐力を確認するために接合部せん断破壊が先行するように計画した試験体（以下、せん断試験体）5体の計11体であり、2シリーズに分けて実験を実施した。なお、実物件での適用範囲を考慮し、Fc24~48、柱断面1000×1000mm、扁平率2~3、梁せい500mm、階高3000mm、梁スパン7000~9000mm程度を対象としており、加力装置の制約上、試験体の縮尺は1/2とした。全ての試験体共通で、柱外の扁平梁主筋に生じる応力を柱

\*技術研究所建築研究グループ \*\*西日本支社建築設計部

へ伝達するために、柱外に配置された扁平梁主筋を拘束するコ形の形状の補強筋（以下、コ形補強筋）を配筋している（図-1の緑色）。以下、各試験体の特徴をそれぞれ示す。

HN-1、HN-2 は、扁平率による剛性の違いや、柱外に配置された梁主筋の効果の違いなどを評価するため、それぞれ扁平率を3、2とした十字形曲げ試験体である。

HN-1H は、扁平梁が2方向から取り付く場合を想定

表-1 試験体一覧

シリーズ	記号	接合部形状	想定破壊形式	Fc	扁平率	片寄せの有無	縦貫通孔の有無	直交梁の有無	ヒンジリロケーション	柱*1		扁平梁*2		コ形補強筋配筋	
										主筋	HOOP筋*3	Bg (mm)	Dg (mm)		主筋
1	HN-1	十字形	曲げ	36	3.0	無	無	無	無	24-D16 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)	1500	250	15-D19 (SD390)	D13-6列 (SD345)
	HN-1H*4									24-D16 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)			10-D19 (SD390)	D13-7列 (SD345)
	HG-1*7	ト形	24-D16 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)	15-D19 (SD390)	D13-6列 (SD345)									
	HN-3	十字形	せん断	24	2.0					24-D19 (SD345)	4-D10 @60 (KSS785)	1000		15-D19 (SD490)	D13-7列 (SD345)
2	HN-2	十字形	曲げ	36	2.0	無	無	無	無	14-D16 (SD345)	3-D10 @75 (SD295A)	1000		10-D19 (SD390)	D13-7列 (SD345)
	HN-4			48						24-D19 (SD345)	4-D10 @60 (KSS785)			15-D19 (USD685)	D13-7列 (KSS785)
	HN-5		せん断	24	1.5	有	有	16-D19 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)	750	10-D19 (SD490)	D13-7列 (SD345)			
	HN-6*5							16-D19 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)	250	10-D19 (SD490)	D13-7列 (SD345)			
	HG-2*7	ト形	曲げ	36	2.0	無	無	有	有	14-D16 (SD345)	3-D10 @75 (SD295A)	1000		10-D19 (SD390)	D13-6列 (SD345)
	HG-3*6									14-D16 (SD345)	3-D10 @75 (SD295A)			10-D19 (SD390)	D13-3列 (SD345)
	HG-4*7		せん断	24										15-D19 (SD490)	D13-6列 (SD345)

表-2 材料試験結果

(a) 鉄筋			
シリーズ	鉄筋呼び名	種類	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>
1	D13	SD345	380
	D16	SD345	398
	D19	SD345	393
		SD390	445
		SD490	522
2	D13	SD345	378
	D16	SD345	382
	D19	SD345	387
		SD390	437
		SD490	550
(b) コンクリート			
シリーズ	試験体	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 kN/mm <sup>2</sup>
1	HN-1	41.1	30.9
	HN-1H	43.3	30.4
	HG-1	41.8	30.5
	HN-3	25.5	26.6
	HN-2	35.2	26.6
2	HN-4	44.4	28.2
	HN-5	27.3	25.6
	HN-6	27.0	26.1
	HG-2	37.8	28.4
	HG-3	38.3	27.6

\*1 柱径は共通で、Bc×Dc = 500×500  
 \*2 扁平梁のSTP筋は共通でD6@100(SD295A)、p<sub>v</sub>=0.2%程度  
 \*3 柱梁接合部HOOP筋は共通で3-D10×2段(SD295A)  
 \*4 HN-1Hのヒンジリロケーション筋は9-D19(SD390)  
 \*5 HN-6の貫通孔補強筋は、上下ともナメーD6(SD295)  
 \*6 HG-3の直交梁はBxD=300x450 主筋:3-D16(SD345) STP筋:2-D6@40(KSS785)  
 \*7 ト形背面補強筋はHG-1:コ-D6(SD295A)、HG-2,4:コ-D13(SD345)、梁主筋と同ピッチ

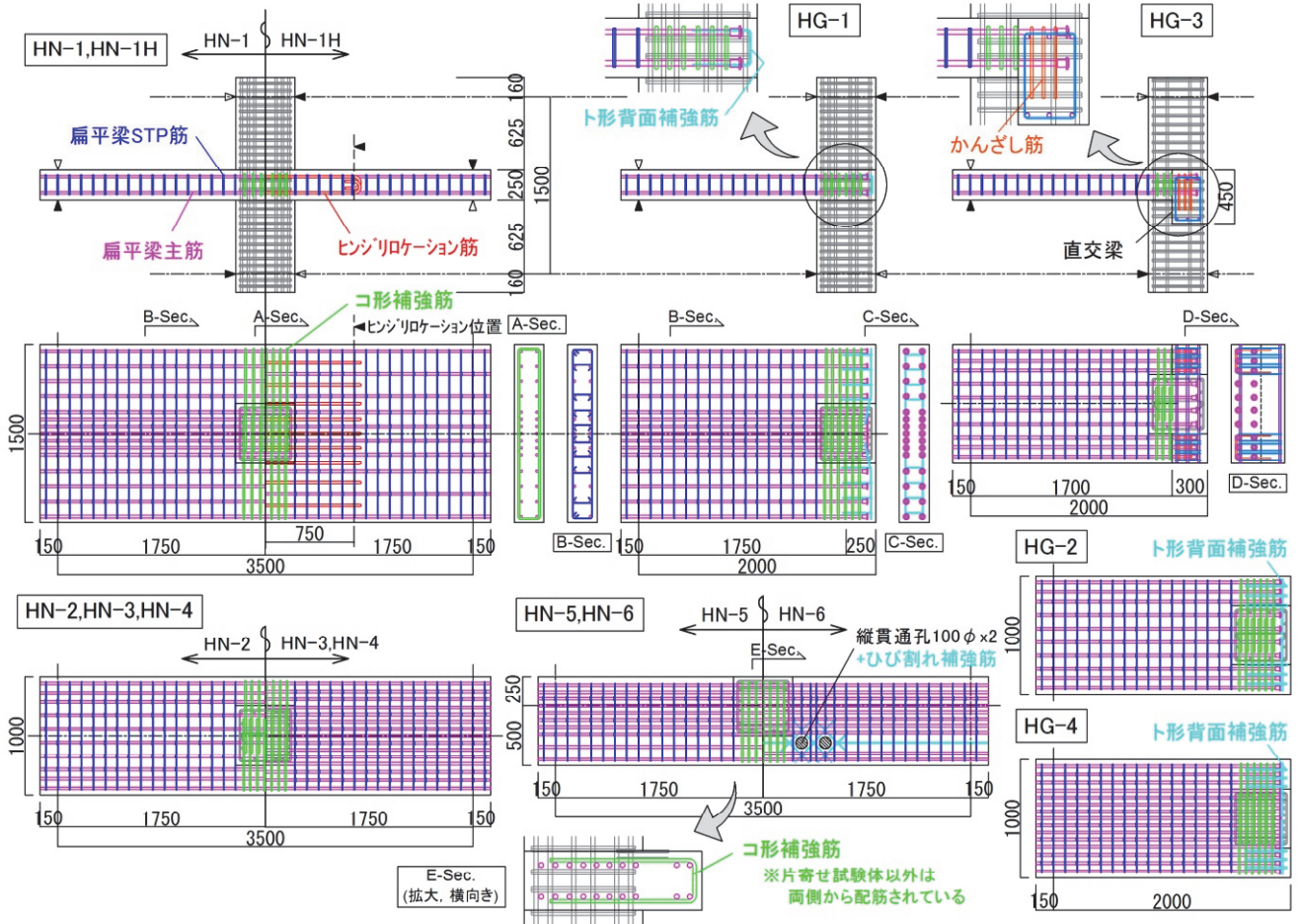


図-1 試験体詳細図

し、梁ヒンジ位置を柱フェイス位置から図-2に示すヒンジ想定位置（直交扁平梁側面位置）まで離す（以下、ヒンジリロケーション）ことを模した試験体である。両端を180度フックとした「ヒンジリロケーション筋」を梁主筋と平行に配することを特徴とする。

HG-1、HG-2は、それぞれ扁平率を3、2としたト形曲げ試験体である。梁主筋の定着端は機械式定着としており、定着端背面部分からのねじれ破壊を防止するため図-1に示すコ形の補強筋（以下、ト形背面補強筋）を配している。

HG-3は、直交梁の有無による性能の違いを評価するためHG-2に対して直交梁を配した曲げ試験体である。配筋の納まり上、直交梁上主筋の外に扁平梁上端主筋が配筋されることから、扁平梁上端主筋の跳ね上がりを防止するため、図-1に示す逆U字形の補強筋（以下、かんざし筋）を配している。

HN-3、HN-4は、それぞれFc24、48の十字形せん断試験体、HG-4はFc24ト形せん断試験体で、コンクリート強度の違いによる接合部せん断破壊の性状を確認する。

HN-5は、扁平梁を柱面=梁面位置まで片寄せした十字形せん断試験体、HN-6は、さらに特定箇所縦貫通孔（実大で200φ×2箇所）を設けた試験体である。外周部でバルコニーを出せない箇所や、やむを得ず柱近傍に設

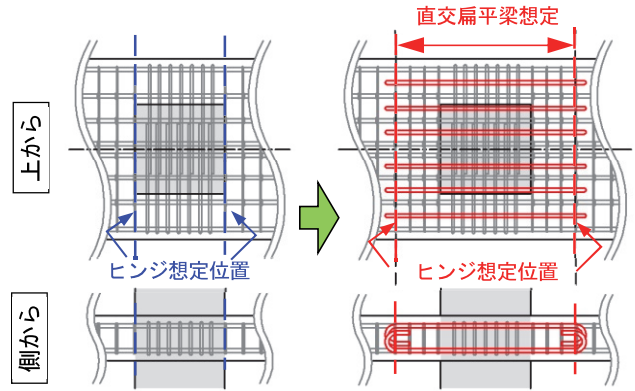


図-2 ヒンジリロケーション概念図

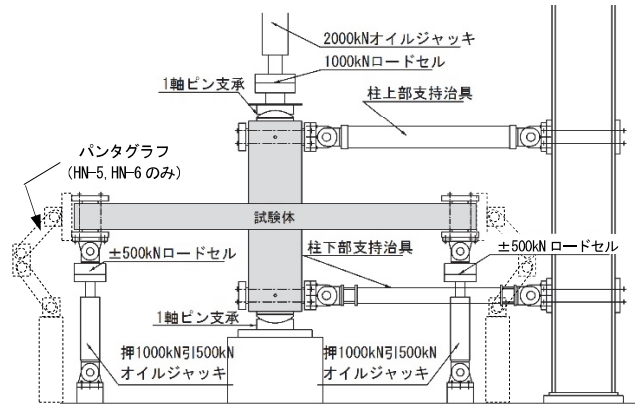


図-3 加力装置（十字形試験体）

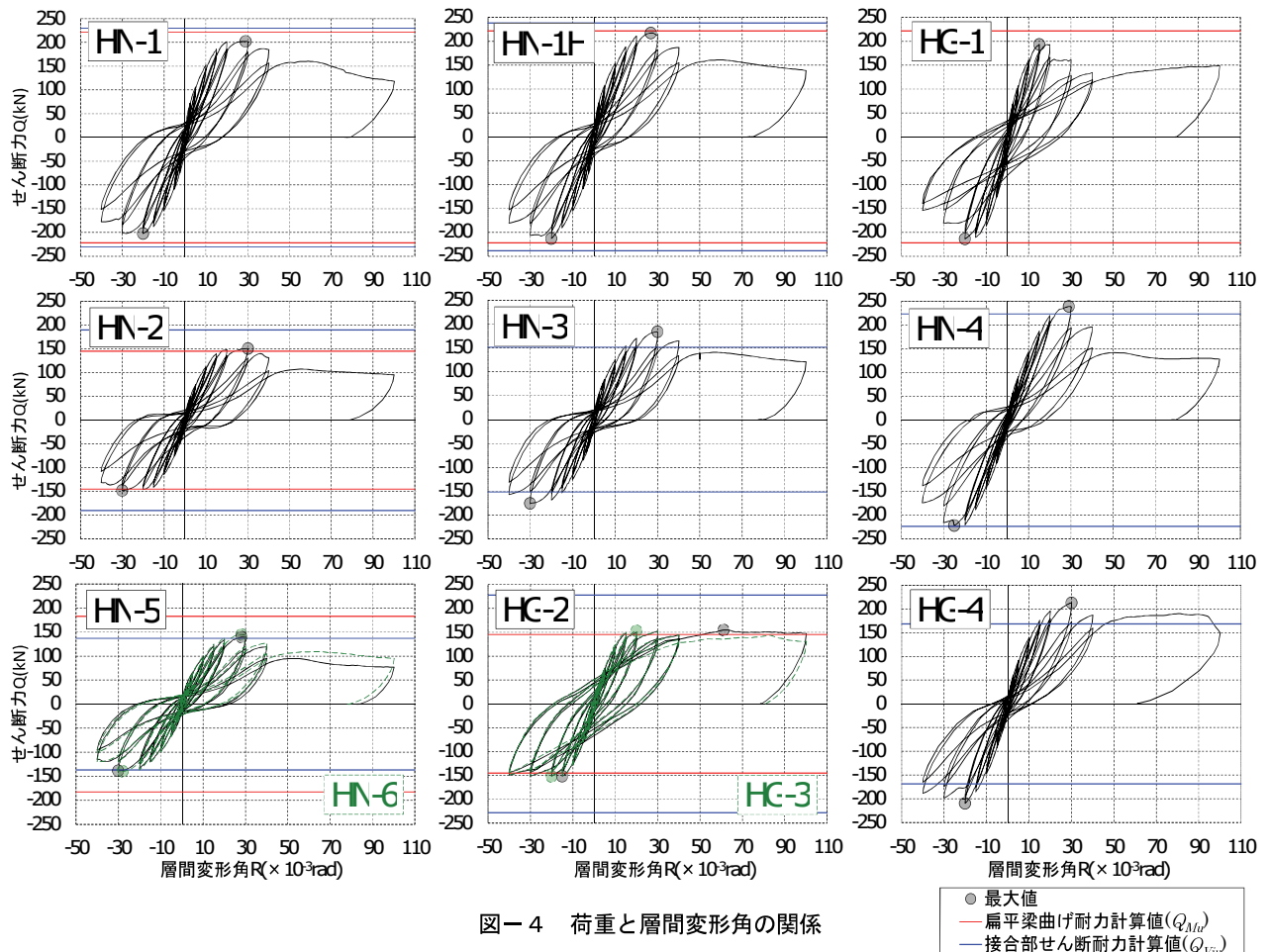


図-4 荷重と層間変形角の関係

備開口等を設ける箇所を想定した試験体である。なお、縦貫通孔周りにはひび割れ補強として斜め筋を配筋した。

なお、既往の研究<sup>例えば、5)</sup>によると、ある程度の扁平率（2.5 程度）までは柱外の跳出し部が接合部せん断耐力に寄与できるが、それ以上の場合に耐力に寄与できない傾向が確認されている。本研究では、扁平率 2 で接合部せん断耐力が頭打ちになる評価法を提案しているため（3.5 で詳細を後述）、全てのせん断試験体はその上限である扁平率 2（片寄せ試験体は 1.5）として計画した。

## 2.2 加力方法

加力装置を図-3 に示す。柱に一定軸力  $N$ （軸力比  $\eta=N/(\sigma_B \times B_c \times D_c)=0.1$ 、ただし、 $\sigma_B$  はコンクリート実圧縮強度、 $B_c$  は柱幅、 $D_c$  は柱せい）を与えた状態で、十字形架構は扁平梁両端部の加力点変位を逆対称に、ト形架構は扁平梁片端部の加力点変位のみ制御して上下方向に加力を行った。扁平梁を片寄せ配置した試験体は、パンタグラフにより加力点の扁平梁の傾きを拘束した。また、

十字形架構端部では試験体にかかる治具の重量を、ト形架構では加えて試験体自重（扁平梁部自重の 1/2 相当）をウエイトでキャンセルした。

載荷履歴は、層間変形角  $R=\pm(2.5, 5.0, 10, 15, 20, 30, 40)/1000 \text{ rad}$  の 7 水準を 2 サイクルずつ繰り返し、その後、 $R=+100/1000 \text{ rad}$  まで一方単調載荷を行った。

## 3. 実験結果および検討

### 3.1 荷重-変形関係および破壊状況

図-4 に各試験体の荷重と層間変形角の関係を、写真-1 に各試験体の最終破壊状況を示す。

扁平率を 3 とした十字形曲げ試験体 HN-1、HN-1H では、曲げひび割れの進展に伴い徐々に剛性が低下し、 $R=30/1000 \text{ rad}$  付近で最大荷重を迎えた後、緩やかに荷重が低下した。柱から外れた扁平梁部分（以下、跳出し部）のねじれ変形により柱外梁主筋の応力分担が柱内梁



写真-1 最終破壊状況

主筋より低く、最大荷重が全梁主筋を有効とした曲げ耐力計算値を下回った（扁平梁主筋のひずみ分布は3.2に、耐力式計算値は3.5に詳しく後述）。

ヒンジリロケーションを目指した試験体 HN-1H では、跳出し部梁主筋はリロケーション位置での降伏が先行したが、柱内梁主筋は柱フェイス位置での降伏が先行する結果となり、ヒンジリロケーション位置で明確なヒンジが形成されなかった。

扁平率を3としたト形曲げ試験体 HG-1 では、写真-1 (b)に示すように、 $R=20/1000$  付近でト形背面部を起点に跳出し部のねじれ破壊を生じた。ト形背面の補強が不十分であったことが主な原因として考えられ、以後のト形試験体 (HG-2、HG-4) ではト形背面補強筋の仕様を一部変更している。また、最大荷重は全梁主筋を有効とした曲げ耐力計算値を下回った。

せん断試験体 HN-3、HN-4、HG-4 では、 $R=30/1000$  rad 付近で最大荷重を迎えた後、緩やかに荷重が低下した。跳出し部の存在で、柱梁接合部は直接観察できないが、写真-1 (c)に示すように、跳出し部側面では接合部破壊特有のX字のせん断ひび割れが発生し、梁主筋に沿ってひび割れが進展した。また、最大荷重は接合部せん断耐力計算値を上回った。

扁平率を2とした十字形曲げ試験体 HN-2 では、HN-1と似た履歴特性となったが、扁平率が小さい分、柱外梁主筋の応力分担が改善され、最終的に柱フェイス位置での扁平梁曲げ破壊の様相となった。また、最大荷重も全扁平梁主筋を有効とした曲げ耐力計算値を上回った。

扁平率を2としたト形曲げ試験体 HG-2 は、HG-1で見られた跳出し部ねじれ破壊は生じず、HN-2同様、最終的に柱フェイス位置での扁平梁曲げ破壊の様相となった。また、大変形領域の $R=100/1000$  radまで荷重がほぼ落ちることなく、履歴形状も理想的な紡錘形となり、高い靱性能を発揮した。なお、直交梁を配したHG-3もほぼ等しい履歴となったことから、本実験の範囲においては、直交梁の有無による性能の差は見られない。

扁平梁を片寄せ配置としたせん断試験体 HN-5では、跳出し部のない側から柱梁接合部が直接観察できる。柱隅角部からおおよそ45度方向にせん断ひび割れが発生し、順次それと平行にひび割れが複数発生した。最終的には複数のせん断ひび割れが水平方向に繋がり、写真-1 (f)に示すようなせん断ずれを生じた。また、扁平梁主筋は柱面=梁面側から順次降

伏し、扁平梁曲げ破壊の様相も見られたが、跳出し側の主筋は最終まで降伏しなかった。なお、縦貫通孔を設けた試験体 HN-6も同様の傾向を示しており、本実験の範囲では、縦貫通孔は構造性能に影響を及ぼさなかった。

なお、全試験体共通で、最終破壊状態において、特にコ形補強筋で拘束した跳出し部のかぶりコンクリートの剥落が見られたものの、いずれの試験体においてもコ形補強筋内のコア部は最後まで健全に保たれており、跳出し部梁主筋を拘束するコ形補強筋の補強筋としての重要性が確認できた。

### 3.2 扁平梁主筋のひずみ分布

曲げ試験体 HN-1、HN-2、HG-1、HG-2 の柱フェイス位置（曲げヒンジ想定位置）での、各変形角における扁平梁主筋ひずみ分布を図-5に示す。扁平率を3としたHN-1、HG-1では、柱内外で主筋のひずみ値に明確な差が見られ、柱内梁主筋に対する柱外梁主筋のひずみは概ね5~6割程度であった。対して、扁平率を2とした試験体HN-2、HG-2では、HN-1、HG-1ほどの差は見られず、特に $R=2.5/1000 \sim 5.0/1000$  rad変形時では柱内梁主筋に対する柱外梁主筋のひずみは概ね8~9割程度であった。また、HN-1、HG-1では $R=20/1000$  rad変形時で柱外梁主筋はほぼ降伏していないのに対して、HN-2、HG-2では全ての扁平梁主筋が降伏した。前述したが、HN-2、HG-2では実験値が曲げ耐力計算値を上回ったの

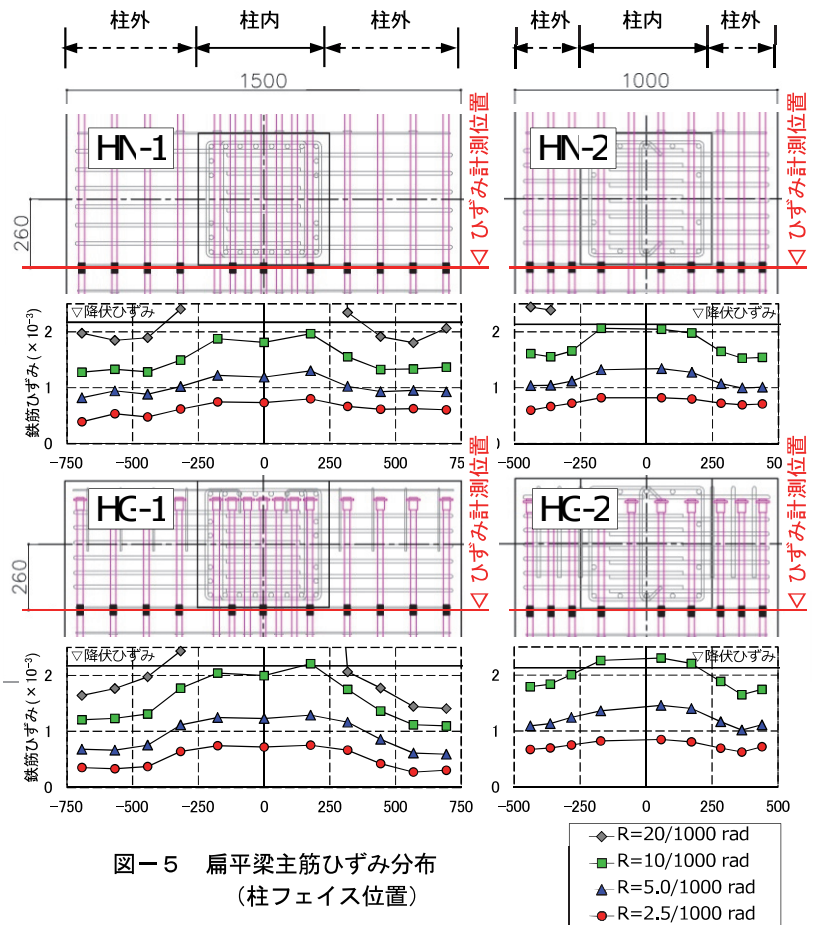


図-5 扁平梁主筋ひずみ分布 (柱フェイス位置)

に対して、HN-1、HG-1 で下回ったことから (3.5 で詳細を後述)、扁平率を過大にすると扁平梁の構造性能が大きく低下する傾向が確認できた。なお、設計法を含めた詳細検証は今後の課題とする。

3.3 最大ひび割れ幅

表一3に、曲げ試験体の特定変形時の最大ひび割れ幅の一覧を示す。なお、前述したが、全ての試験体の縮尺は実大の1/2である。扁平梁の主筋量は概ね全て同等 ( $p_t=1.5\%$ 程度) であるが、扁平率の違いにより最大ひび割れ幅に明確な差が現れた。扁平率が2程度で本実験の範囲内であれば、長期荷重相当時でも最大ひび割れ幅は0.2mm以下、 $R=10/1000$  rad 変形経過後の戻り勾配での長期荷重相当時で0.25mm程度のひび割れとなった。一方、扁平率を3とした試験体で最大ひび割れ幅が大きいのは、跳出し部と柱の境界付近にねじれ変形によるひび割れが集中したことによると思われる。

3.4 初期剛性・降伏時剛性の評価

表一4に、曲げ試験体の初期剛性・降伏時剛性とそれらの比である剛性低下率の実験値と計算値の比較を示す。ここで、初期剛性 ( $K_0$ ) 実験値は  $R=0.2\sim 0.3/1000$  rad 時の割線剛性とした。降伏時剛性 ( $K_y$ ) 実験値は、実験時

の荷重変形角関係の包絡線と面積等価となるトリリニアモデルを想定し、層間変形角  $R=20/1000$  rad 時までの履歴面積が同じとなるように求めた降伏時変形角 ( $R_M$ ) と降伏時荷重 ( $Q_{1/50}$ ) より算出した (図一6)。

また、初期剛性計算値は、柱および扁平梁の曲げ剛性、およびせん断剛性を考慮して算出した。降伏時剛性計算値は、式(1)に示す菅野式<sup>6)</sup>により求めた剛性低下率  $\alpha_y$  を初期剛性計算値に乗ずることで算出した。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043a/D_g + 0.33 \cdot \eta_0)(d/D_g)^2 \quad (1)$$

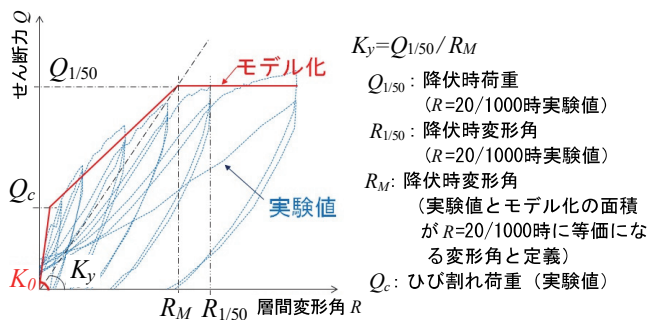
ここに、 $n$ : ヤング係数比、 $d$ : 有効せい(mm)、 $p_t$ : 引張鉄筋比  $p_t = a_t / (B_g \cdot D_g)$ 、 $a_t$ : 引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\eta_0$ : 軸力比、 $a$ : シアスパン長さ(mm)、 $B_g$ : 扁平梁幅(mm)、 $D_g$ : 扁平梁せい(mm) である。

試験体により若干ばらつきはあるものの、初期剛性は全ての曲げ試験体で実験値と計算値が良い対応を示した。対して、降伏時剛性と剛性低下率は、扁平率を3とした試験体では計算値に対する実験値の比は0.7~0.8、扁平率を2とした試験体ではその比は0.8~0.9程度となった。程度の差はあるが、式(1)での評価は全ての曲げ試験体

表一3 最大ひび割れ幅

試験体	扁平率	ピーク時			長期荷重相当時	10/1000 rad 経過後 長期時
		2.5/1000 rad 時	5.0/1000 rad 時	10/1000 rad 時		
HN-1	3	0.15	0.3	0.6	0.3	0.5
HN-1H		0.15	0.3	0.55	0.3	0.45
HG-1		0.2	0.4	0.7	0.4	0.5
HN-2	2	0.1	0.2	0.25	0.2	0.2
HG-2		0.1	0.2	0.35	0.15	0.25
HG-3		0.1	0.2	0.35	0.2	0.25

(mm)



図一6 降伏時剛性の算出方法

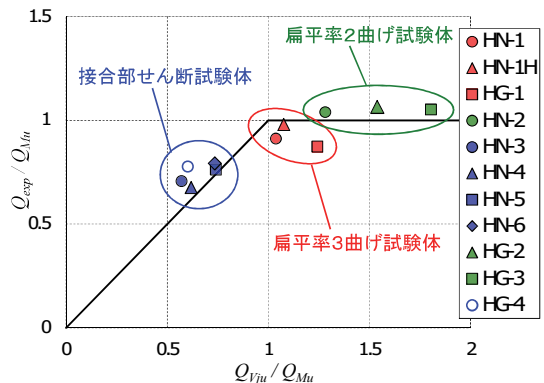
表一4 剛性・剛性低下率の実験値と計算値の比較

扁平率	試験体	初期剛性 ( $K_0$ )				降伏時剛性 ( $K_y$ )				剛性低下率 ( $\alpha_y = K_y / K_0$ )	
		実験 (kN/rad)	計算 (kN/rad)	実験/計算	平均	実験 (kN/rad)	計算 (kN/rad)	実験/計算	平均	実験/計算	平均
3	HN-1	74290	70189	1.06	1.05	14569	18266	0.80	0.76	0.75	0.73
	HN-1H	70716	70642	1.00		14340	19896	0.72		0.72	
	HG-1	84883	78043	1.09		15742	20386	0.77		0.71	
2	HN-2	45143	44017	1.03	1.06	11076	11985	0.92	0.89	0.90	0.84
	HG-2	58286	50955	1.14		11533	13594	0.85		0.74	
	HG-3	50348	49696	1.01		12018	13375	0.90		0.89	

表一5 実験値と計算値の耐力比較

試験体	計算値		実験値	比較
	$Q_{Mu}$ (kN)	$Q_{Vju}$ (kN)		
HN-1	222	230	202	0.91
HN-1H*	222	239	217	0.98
HG-1	222	276	194	0.87
HN-3	260	148	184	1.24
HN-2	145	186	151	1.04
HN-4	354	219	239	1.09
HN-5	183	135	139	1.03
HN-6	183	134	145	1.08
HG-2	145	223	155	1.07
HG-3	145	262	153	1.05
HG-4	274	165	213	1.29

$Q_{Mu}$ : 扁平梁曲げ耐力時の扁平梁先端荷重  
 $Q_{Vju}$ : 接合部せん断耐力時の扁平梁先端荷重  
 $Q_{exp}$ : 実験時扁平梁先端荷重最大値  
 ※HN-1Hのみ耐力計算はヒンジリロケーション位置で算出



図一7  $Q_{exp} / Q_{Mu} - Q_{Vju} / Q_{Mu}$  関係



で降伏時剛性をやや過大評価する傾向を確認した。

### 3.5 耐力の評価

表-5に実験値と計算値の耐力の比較を、図-7に  $Q_{exp}/Q_{Mu} - Q_{Vju}/Q_{Mu}$  関係を示す。扁平梁曲げ耐力時の扁平梁先端荷重計算値 ( $Q_{Mu}$ ) は、式(2)にて算定した。扁平梁曲げ終局モーメント ( $M_u$ ) は、跳出し部を含めて扁平梁の全主筋が耐力に寄与するとして、略算式 7)である式(3)により求めた。

$$Q_{Mu} = 2 \cdot M_u / L_o \quad (2)$$

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3)$$

ここに、 $M_u$  : 曲げ終局モーメント(N・mm)、 $a_t$  : 扁平梁主筋引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_y$  : 扁平梁主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $d$  : 扁平梁有効せい(mm)、 $L_o$  : 内法スパン(mm)である。

接合部せん断耐力時の扁平梁先端荷重計算値 ( $Q_{Vju}$ ) は、式(4)にて算定した。接合部せん断強度 ( $V_{ju}$ ) は、靱性保証型指針<sup>9)</sup>に示された式を準用するが、扁平梁幅 > 柱幅に鑑み、柱幅と梁幅を読み替えた式(5)により求めた。なお、跳出し部では最大荷重時付近でコ形補強筋に外側のかぶりコンクリートの剥落が見られ、一体の挙動を示さなかったことから、ここでは扁平梁幅  $b$  はかぶり厚を無視した幅を用いた。また、扁平率を2 (片寄せで1.5) 以上としても接合部せん断耐力が増加しないよう、式(6)、(7)にて接合部有効幅  $b_j$  の上限を定めた。

$$Q_{Vju} = Q_{Mu} \cdot V_{ju} / V_j \quad (4)$$

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (5)$$

$$b_j = b_c + b_{a1} + b_{a2} \quad (6)$$

$$b_{a1}, b_{a2} = \min (b/2, D_j/4, B_c/4) \quad (7)$$

ここに、 $V_j$  : 終局状態設計用せん断力(N)、 $\kappa$  : 接合部形状係数、 $\phi$  : 直交梁の有無による補正係数、 $F_j$  : 接合部せん断強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $D_j$  : 柱せいまたは定着板までの梁主筋定着長さ(mm)、 $B_c$  : 柱幅(mm)である。 $b_j$  等の寸法定義に関しては、図-8を参照されたい。

図-7の実線は、実験値 ( $Q_{exp}$ ) と計算値 ( $Q_{Mu}$  または

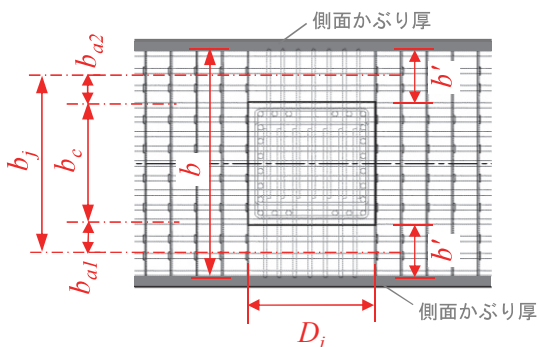


図-8 接合部せん断強度式の寸法定義 (中柱)

は  $Q_{Vju}$ ) が等しい値を示し、この実線を上回れば実験値が計算値以上であることを示している。扁平率を3とした曲げ試験体 HN-1、HN-1H、HG-1 では  $Q_{Mu}$  に対する最大耐力実験値 ( $Q_{exp}$ ) の比が 0.87~0.98 とやや危険側の評価となったのに対し、扁平率を2とした曲げ試験体 HN-2、HG-2、HG-3 ではその比は 1.04~1.07 と安全側に評価した。

また、せん断試験体 HN-3、HN-4、HN-5、HN-6、HG-4 では、 $Q_{Vju}$  に対する  $Q_{exp}$  の比が 1.03~1.29 と安全側に評価した。したがって、扁平率を2とした本実験の範囲においては、接合部せん断耐力を式(5)で評価できると考えられる。

### 3.6 復元力特性の評価

実験結果から曲げ試験体の復元力特性の評価を行った。

初期剛性は、3.4で算出した表-4に示す計算値とした。また、第一折れ点の荷重は、扁平梁の曲げひび割れ時としてRC規準<sup>6)</sup>による式(8)により求めた。

$$M_{cr} = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \quad (8)$$

ここに、 $M_{cr}$  : 扁平梁曲げひび割れモーメント(N・mm)、 $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $Z_e$  : 扁平梁の主筋を考慮した等価断面係数(mm<sup>3</sup>)である。

剛性低下率  $\alpha_y$  は、前述した通り、式(1)での評価が降

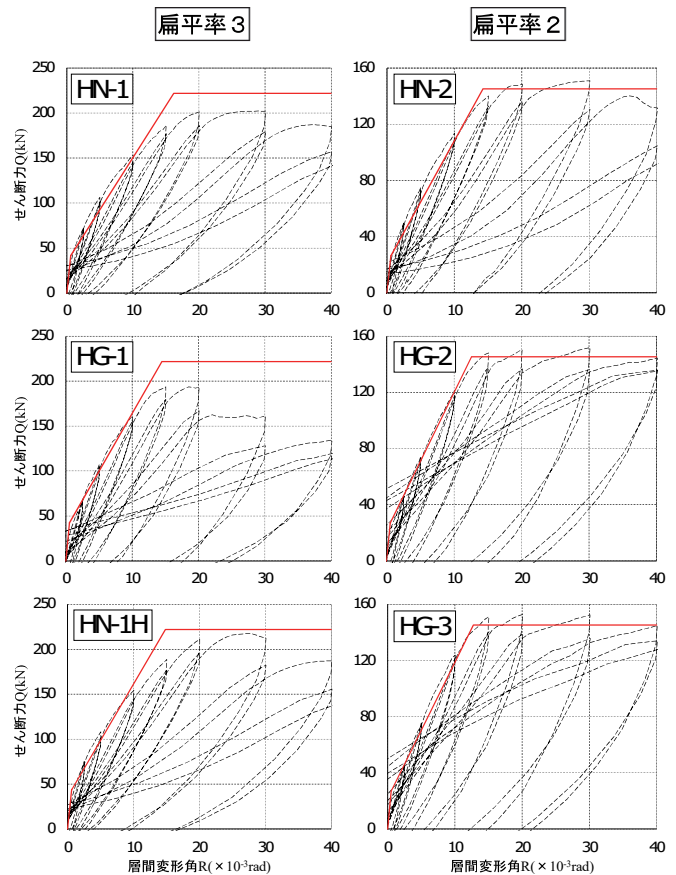


図-9 復元力特性の比較 (曲げ試験体)

--- 実験結果  
— 計算値

伏時剛性をやや過大評価する傾向を示したことから、ここではその傾向を踏まえ、表-4に示す計算値の0.75倍（扁平率3試験体）、0.85倍（扁平率2試験体）とした。曲げ耐力は、3.5で算出した表-5に示す計算値とした。

図-9に、曲げ試験体における復元力特性の実験結果と計算値の比較を示す。扁平率を3とした試験体では、前述の通り計算値は曲げ耐力を適切に評価できていないものの、全ての曲げ試験体において、初期剛性、剛性低下後の2次勾配については良い対応を示した。併せて、図-10に、降伏時剛性と1/50変形角までの骨格曲線の履歴面積の実験値と計算値の相関図を示す。扁平率を3とした試験体の履歴面積は、曲げ耐力を過大評価した分、実験値に対して計算値がわずかに大きいものの、全体的に非常に良い相関を示した。

#### 4. まとめ

扁平梁の構造性能を確認するため、計11体の部分架構実験を行った。実験結果から、扁平梁架構において、以下のことが確認できた。

- i. 扁平梁曲げ破壊先行型として計画した試験体において、扁平梁曲げ耐力計算値と実験値を比較すると、扁平率を3とした試験体では、両者の比は0.87~0.98とやや危険側に評価した。対して、扁平率を2とした試験体では、両者の比は1.04~1.07と安全側に評価した
- ii. 接合部せん断破壊先行型として計画した、扁平率を2とした試験体において、提案する接合部せん断耐力式を用いれば、計算値に対する実験値の比は1.03~1.29となり、安全側に評価した
- iii. 扁平率を2とした、縦貫通孔の有無、直交梁の有無の比較試験体の実験結果から、いずれの要素も性能に影響を及ぼす明確な違いは見られなかった。すなわち、本実験の範囲内であれば、縦貫通孔を設けても、直交梁を設けなくても、同等性能を確保できる
- iv. 復元力特性は、既往式を準用し、降伏時の剛性低下率 $\alpha_y$ を低減（扁平率3：0.75倍、扁平率2：0.85

倍）することで、扁平率を3とした試験体の曲げ耐力評価を除き、曲げ試験体の実験結果を適切に評価できることを確認した

- v. 扁平率を3とした試験体においては、扁平率を2とした試験体と比較して、扁平梁跳出し部の主筋の効きが悪い、同変形角における最大ひび割れ幅が大きい、曲げ耐力が略算式による計算値に比べてやや小さいなど、構造性能が低下する傾向を得た。十分な構造性能を確認できた扁平率を2とした試験体に対し、課題の多い結果であった

#### 5. あとがき

本工法を活用することで、プランの自由度が高まる、有効天井高や窓開口を大きく確保できる、などのメリットが生まれるため、適用場面は増えることが予想される。実物件への適用を視野に積極的に提案していきたい。

なお、扁平率が3程度になると様々な構造性能が低下する傾向を述べたが、耐力を低減するなど条件付きとはなるが、本工法の適用範囲には含まれる予定である。

#### 【参考文献】

- 1) 岸本 剛、早川邦夫、岡 靖弘、平松一夫、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その1」、奥村組技術研究年報、No.32、2006.7
- 2) 岸本 剛、早川邦夫、岡 靖弘、平松一夫、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その2」、奥村組技術研究年報、No.33、2007.7
- 3) 岸本 剛、山際 創、岡 靖弘、平松一夫、「スラブと柱で構成するフラットプレート架構の構造性能」、奥村組技術研究年報、No.44、2018.9
- 4) 平田延明、中岡章郎、室 重行、入江貴弘、足立将人、「幅広扁平梁架構の構造性能に関する実験的研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.399-404、2014.9
- 5) 松本智夫、西原 寛、「せん断破壊するRC造扁平梁柱接合部の実験的研究」、安藤建設技術研究所報、Vol.16、2010
- 6) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2018」、pp.78-82、2018.12
- 7) 日本行政情報センター他、「2015年度 建築物の構造関係技術基準解説書」、pp.651-652、2015.6
- 8) 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（案）・同解説」、p.245、1997.7

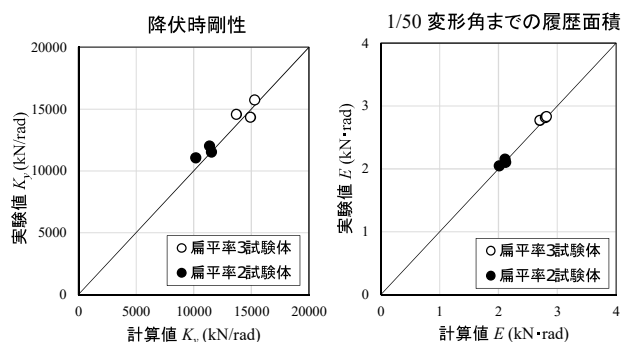


図-10 実験値と計算値の相関図

# 直床仕上げの施工管理手法に関する実験的検討

## －施工工程およびフレッシュ性状の調査－

### An Experimental Study of a Construction Management Method

#### Involving Direct Floor Finish on Concrete Slab

#### - Research on Concrete Construction Processes and Properties of Fresh Concrete -

伊藤 淳\* 河野政典\*\* 赤星博仁\* 門井大祐\*\*\*

#### 要旨

直床仕上げにおける表層剥離の発生を防止する施工管理手法について検討するため、ブリーディングとプロクター貫入試験によるコンクリート表層の硬化状態の測定、押え作業工程の調査と仕上げ状態の観察を行った。その結果、機械ごてによる羽根（ブレード）押え作業の開始のタイミングは、ブリーディングの発生割合が90%以上となった時点に対応していたことが確認され、そのタイミングで押え作業が実施された結果として、表層剥離は生じなかった。また、プロクター貫入試験による貫入抵抗値が1.5N/mm<sup>2</sup>以上の場合でブリーディングの発生割合が90%以上であることが確認された。得られた調査結果に基づき、プロクター貫入試験による直床仕上げの施工管理手法を提案した。

キーワード：コンクリート、直床仕上げ、ブリーディング、貫入抵抗値

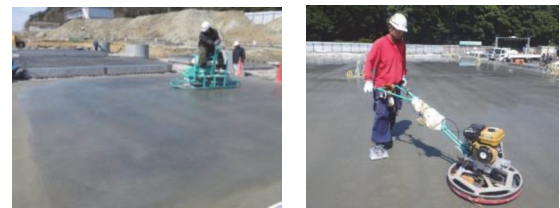
#### 1. まえがき

昨今のインターネットによる通信販売市場の急成長に伴い、物流施設のニーズが高まっており、大型物流施設の施工件数が多い状態が継続している。物流施設の床の仕上げは、コンクリートの直床仕上げの場合が多く、コンクリートのひび割れ防止や平坦性確保などの高い品質管理が必要となる。また、発注者によっては、物流倉庫としての商品価値を高めるため、コンクリート表面の色合いや光沢などの美観性が強く求められる場合もある。

直床仕上げは、一般的に図-1に示す施工手順に沿って実施されており、押え作業の工程は、写真-1に示す機械ごてが用いられている。機械ごての導入により、押え作業の省人化・省力化、コンクリート表面の仕上げ精度および、品質の向上が図られている<sup>1)~3)</sup>。また、コンクリート表面の美観性として光沢度が求められる場合、「鏡面仕上げ」とするため、金ごてによる押え磨き回数を多くする。この磨き回数を多くすることにより、光沢

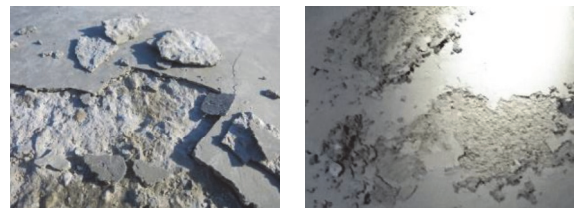


工程：円盤押え（アマ出し） 羽根押え  
機械： トロウエル



工程： 羽根押え 鏡面仕上げ  
機械： 騎乗式 モスキート

写真-1 押え作業工程と機械ごての種類



硬化後の表層剥離 表面仕上げ工程中の剥離

写真-2 コンクリート表層の剥離

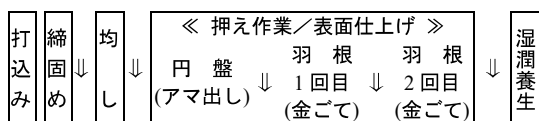


図-1 コンクリート表面仕上げの標準的な施工手順

\*技術研究所建築研究グループ \*\*技術研究所企画・管理グループ \*\*\*東日本支社建築工務部

度が高まるものの、その一方で、過度な押えによって、コンクリート表層が剥離する事例(写真-2)が報告されている。この剥離は、コンクリート表層の硬化状態および、ブリーディングの発生時期が大きく影響していると考えられている<sup>4)、5)</sup>。

コンクリートの表面仕上げの作業については、作業員が打込み後のフレッシュコンクリートの状態、いわゆる“縮まり具合”を見極めながら作業を進めている。各作業工程のタイミングについては、作業員の経験に依存しており、仕上げ作業のタイミングとフレッシュコンクリートの状態の関係、およびそれらと表層剥離との関連性については不明な点が多い。そこで、本報では、直床仕上げによる表層剥離の発生を防止するため、直床仕上げ仕様である実建物の工事現場に納入されるコンクリートを調査対象とし、実施工に先だて、剥離現象や押えのタイミングに影響するブリーディングとコンクリート表層の硬化状態の測定を行った。また、押え作業の工程と仕上がり状態の観察を行い、それらの関連性について分析し、直床仕上げの施工管理手法について検討した。

2. 調査概要

2.1 調査対象

調査を実施したコンクリートの基本仕様と押え作業方法を表-1に示す。工事現場に納入予定である生コン13工場のコンクリートについて調査した。呼び強度の範囲は27~36で、呼び強度27、30ではAE減水剤を使用し、呼び強度33、36では高性能AE減水剤を使用したコンクリートである。なお、今回の調査は直床仕上げでない部材などを利用し、試験的に直床仕上げ施工を実施した。

機械ごてはトロウエルを標準として使用し、No.3~5の仕上げにおいてはモスキートを、No.6'、7'では騎乗式を使用した。

調査を行ったコンクリートの調合を表-2に示す。セメントは全て普通ポルトランドセメントである。

2.2 試験項目および方法

試験項目および方法を表-3に示す。コンクリート表層の硬化状態をプロクター貫入試験により測定した。貫入試験の測定は床部材と供試体で実施し、その供試体試料とブリーディング試料については、施工箇所に打ち込まれたコンクリートから採取した。

ブリーディング試験

a. ブリーディング試験の状況を写真-3に示す。ブリーディング試験については、JIS A 1123を参考にしたが、コンクリート試料の高さについては、施工箇所の床部材の厚さと同一とした。ブリーディング量は採取したブリーディングによる水量とし、コンクリートの表面をコテで均した直後から、60分まで10分ごとにコンク

表-1 コンクリートの基本仕様と押え方法

No.	呼び強度	化学混和剤	表面塗布剤	床部材厚さ(mm)	機械式仕上げ		
					トロウエル	モスキート	騎乗式
1,2	36	高性能AE減水剤(SP)	○	200	○	-	-
3,4,5					○	○	-
6,7					○	-	-
6',7'					○	-	○
8,9					○	-	-
10,11	30	AE減水剤	-	200	○	-	-
12,13	27	(AE)	-	200,300	○	-	-

表-2 コンクリートの調合

No.	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					Ad (kg/m <sup>3</sup> )
			W	B		S	G	
				C	EX			
1	44.9	47.5	165	367	-	826	949	4.04
2	46.5	45.1	165	355	-	802	1005	4.26
3	45.3	44.8	165	365	-	791	1004	3.65
4	47.0	46.1	165	352	-	823	988	3.34
5	45.2	46.2	168	372	-	806	979	3.16
6,6'	44.2	45.8	165	373	-	809	983	3.73
7,7'	45.5	44.1	164	361	-	786	1021	3.61
8	47.0	45.0	175	372	-	790	976	2.64
9	47.0	45.9	175	372	-	788	936	2.64
10	52.9	47.0	178	337	20	821	936	3.37
11	52.4	46.5	176	336	20	815	950	3.70
12	54.7	45.2	175	320	20	789	993	3.20
13	55.8	47.1	175	314	20	836	950	4.08

セメント(C), 膨張材(EX), 細骨材(S), 粗骨材(G), 化学混和剤(Ad)

表-3 試験項目および方法

試験項目	試験方法
ブリーディング試験	JIS A 1123を参考とし、打込み後60分まで10分間隔で計測し、その後30分間隔ごとに計測した。容器は鋼管を使用し、試料の高さ(厚さ)は床部材の厚さに合わせた(なお、No.6',7'では実施なし)
貫入試験	JIS A 1147に規定されるプロクター貫入抵抗試験器を用いて針頭5mmを5秒間で貫入させる。測定は、容器は塩ビ管(φ200×300mm)を使用した供試体と床部材で、各押え作業の開始前に貫入試験を実施



試験容器

採取状況

写真-3 ブリーディング試験の状況

リートの表面に浸み出した水を吸い取り、その後、ブリーディングが認められなくなるまで、30分ごとに水を吸い取った。また、最終時まで累計した水量との比をブリーディングの発生割合とし、(1)式により算出した。

$$\frac{\text{任意時まで累計した水量 (cm}^3\text{)}}{\text{最終時まで累計した水量 (cm}^3\text{)}} \times 100 = \text{ブリーディングの発生割合 (\%)} \quad (1)$$

b. 貫入試験

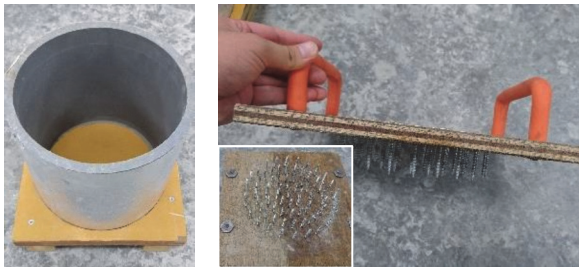
JIS A 1147 のコンクリートの凝結時間試験方法では、コンクリートからふるい分けしたモルタルに、貫入針の針頭を25mm貫入させるが、ここでは、現場打設された床部材のコンクリートを直接評価することとし、針頭の貫入深さを5mmとした。これは、コンクリート表層部分の仕上げ管理を対象としていること、およびコンクリート表面から貫入した場合、表面近傍に粗骨材が存在すると、安定した測定値が得られ難いことからである。

測定は床部材と供試体で実施した。供試体測定用の試験器具を写真-4に、貫入試験の状況を写真-5に示す。供試体では測定面積が限られるため、試料を容器に採取した後、コンクリート表層の粗骨材を写真-4に示す剣山を用いて強制的に沈下させ、安定的な測定値が得られるよう測定面積を確保した。なお、供試体表面を床部材と同一条件とするため、供試体にはふたをせず静置した。

貫入試験は、スラブ表面の機械ごての仕上げ工程に合わせ、床部材および供試体で同時に実施した。

貫入抵抗値は、コンクリート表面から5秒間で5mm貫入したときに要した力を装置から読み取り、(2)式により算出した。

$$\frac{\text{貫入に要した力(N)}}{\text{貫入針の断面積(mm}^2\text{)}} = \text{貫入抵抗値(N/mm}^2\text{)} \quad (2)$$



塩ビ管容器 表層の粗骨材を沈下させる剣山

写真-4 貫入試験に用いる試験器具



床部材 供試体

写真-5 プロクター貫入試験

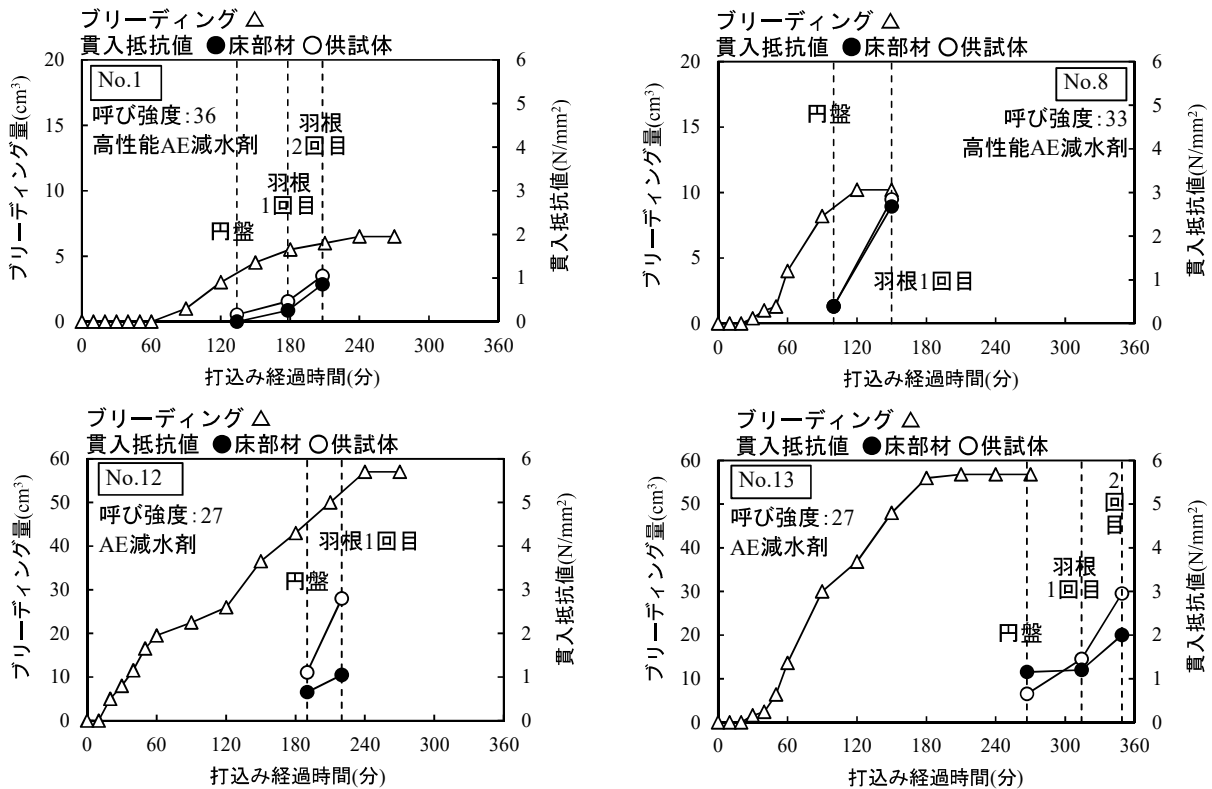


図-2 ブリーディング量、および貫入抵抗値の時間変化

### 3. 作業工程の調査および試験結果

#### 3.1 作業工程とブリーディングおよび貫入抵抗値の関係

ブリーディング量、および貫入抵抗値の時間変化の一例を図-2に示す。同図より、水結合材比(W/B)や使用材料は違うものの、高性能 AE 減水剤を用いた調査は、AE 減水剤を用いた調査に比べ、日本建築学会の「高性能 AE 減水剤コンクリートの調査・製造および施工指針・同解説」<sup>9)</sup>に示されているように、ブリーディングの発生量が少なく、また、発生開始のタイミングも遅い傾向にあった。

コンクリートの押え作業は、コンクリートの締め具合を見極めながら行われるが、円盤押えのアマ出し作業の開始は、貫入抵抗が測定可能な初期段階で行われ、その後に行われる羽根押え作業の開始は、貫入抵抗値が増大した状態で行われていた。

各押え作業時の貫入抵抗値を図-3に示す。床部材の一部データに、供試体の数倍大きい値を示しているものがあるが、床部材コンクリート中の粗骨材の接触による影響と考えられる。それらを除けば、床部材および供試体の貫入抵抗値の平均は、高性能 AE 減水剤を用いた調査の円盤押え時で0.4、0.5 N/mm<sup>2</sup>、羽根押え1回目で1.6、1.3 N/mm<sup>2</sup>であった。同様に、AE 減水剤を用いた調査の円盤押え時で、1.4、0.8 N/mm<sup>2</sup>、羽根押え1回目で2.0、2.4 N/mm<sup>2</sup>であった。なお、羽根押え1回目のNo.11に

おける供試体の測定値は 4.8N/mm<sup>2</sup>であった。他のデータに比べ大きい数値であったが、粗骨材を沈下させているため、粗骨材との接触はないものと判断し、有効なデータとして扱った。

各押え作業時のブリーディングの発生割合の関係を図-4に示す。高性能 AE 減水剤を用いた調査の円盤押え、羽根押え1回目は、それぞれ 76.0、95.5%であった。同様に、AE 減水剤を用いた調査の円盤押え、羽根押え1回目で 94.9、97.3%であった。床部材においては、上昇したブリーディング水が蒸発しやすいため、ブリーディングの発生、終了のタイミングが捉えにくい。押え開始のタイミングは、いわゆる“締め具合”を見極めながらとなるが、今回の調査の結果、仕上げ工程の段階である羽根押えの開始は、ブリーディングの発生が落ち着きつつあるタイミングもしくは終了したタイミングで実施されていたことが確認された。高性能 AE 減水剤の調査は、前述のようにブリーディングの発生やブリーディング量が少なく終了のタイミングが特に捉えにくいものの、結果的には、ブリーディングの終了前後のタイミングで押え作業が実施されていた。各床部材における1回目の羽根押え開始時のブリーディング発生割合と貫入抵抗値は、表-4に示す通りである。

#### 3.2 コンクリート表面の仕上がり状態

コンクリート表面の仕上がり状態の結果を表-4に併せて示す。騎乗式ごてを使用した場合において、一部分

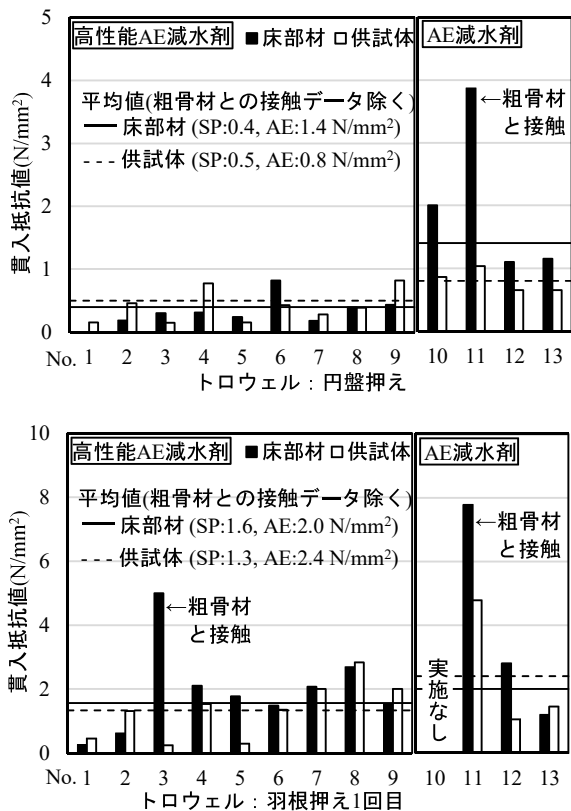


図-3 各押え作業時の貫入抵抗値

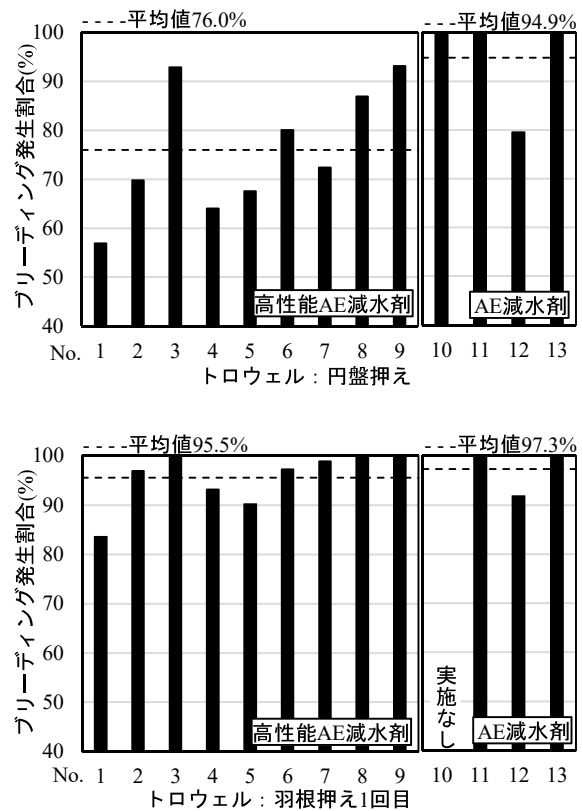


図-4 各押え作業時のブリーディングの発生割合

に表層剥離が生じた。コンクリート表面の“締まり具合”の判断から、騎乗式ごての仕上げ作業が開始されたが、その時の貫入抵抗の値が他の床部材と比較し、相対的にやや小さかった。これは、床部材に打込まれたコンクリートの極表層部分は乾燥状態にあったため、見かけ上、ブリーディングが終了したとみなされたが、内部のコンクリートでは、まだ終了していなかったと考えられる。そのような状態の床コンクリートに、騎乗式ごてを上載したため、その重量により表層が強く押えられ、ブリーディング水が表層下面に留まり、表層剥離が生じたと考えられる。

その他の場合においては、一部分にひび割れが生じたものもあったが、表層剥離が生じることはなかった。

#### 4. 施工管理方法の検討

##### 4.1 押え作業とコンクリート状態の関連性

調査の結果、ブリーディングの終了前後のタイミングで、仕上げ工程の段階となる羽根押え作業が実施され、騎乗式ごての使用を除き、表層剥離は確認されなかった。したがって、羽根押え作業の開始は、ブリーディングが終了もしくは、ある程度、落ち着いたタイミングが適切と判断される。既往文献においても、表層剥離の原因の一つとして、ブリーディングの影響が報告されており<sup>4)</sup>、今回の調査はそれを裏付ける結果となった。

##### 4.2 施工管理方法の検討

実際のスラブ部材に打込まれたコンクリートにおいて、ブリーディングの終了を判断することは、前述のように、ブリーディング水が蒸発してしまうため見極めが難しい。終了の見極めについては、JIS A 1123 による測定で確認できるものの、測定にあたっては時間的拘束を受け、また労力を要するため、現場管理には不向きである。現場管理としては、プロクター貫入試験の方が簡便である。

ブリーディングの発生割合と床部材の貫入抵抗値の関係を図-5に示す。円盤押えから羽根押えの時間経過とともにブリーディングの発生割合が増加しつつ、貫入抵抗値が上昇する傾向にある。羽根押え時のデータを見ると、羽根押え作業は、1データを除き、ブリーディングの発生割合が90%以上で実施されていた。前述のように、そのタイミングによる羽根押え作業の結果、仕上がり状態として、表層剥離は確認されなかった。

一方、ブリーディングの発生割合90%以上の貫入抵抗値に着目すると、貫入抵抗値のデータは広範囲に分布しているものの、貫入抵抗値が1.5N/mm<sup>2</sup>以上であればブリーディングの発生割合は90%以上であることが確認できる。したがって、貫入抵抗値が1.5N/mm<sup>2</sup>に達すれば、ブリーディングの発生割合が90%以上であると判断し、羽根押え作業を開始する施工管理により、表層剥離が生じにくい床部材が得られるものと考えられる。しかしな

表-4 各床部材の羽根押え時のブリーディング発生割合と貫入抵抗値および表面の仕上がり状態

No.	羽根押え時のブリーディング発生割合(%)	羽根押え時の貫入抵抗値(N/mm <sup>2</sup> )		押え方法	剥離の有無
		床部材	供試体		
1	83.6	0.3	0.5	トロウエル	無
2	96.9	0.6	1.3	トロウエル	無
3	100.0	(5.0)*	0.3	トロウエル→モスキート	無
4	93.1	2.1	1.5	トロウエル→モスキート	無
5	90.2	1.8	0.3	トロウエル→モスキート	無
6	97.2	1.5	1.3	トロウエル	無
6'	—	0.5	1.0	トロウエル→騎乗式	無
7	98.9	2.1	2.0	トロウエル	無
7'	—	0.3	0.5	トロウエル→騎乗式	有
8	100.0	2.7	2.8	トロウエル	無
9	100.0	1.5	2.0	トロウエル	無
10	(途中降雨のため未完了)				
11	100.0	(7.8)*	4.8	トロウエル	無
12	91.8	2.8	1.1	トロウエル	無
13	100.0	1.2	1.5	トロウエル	無

\*粗骨材に接触

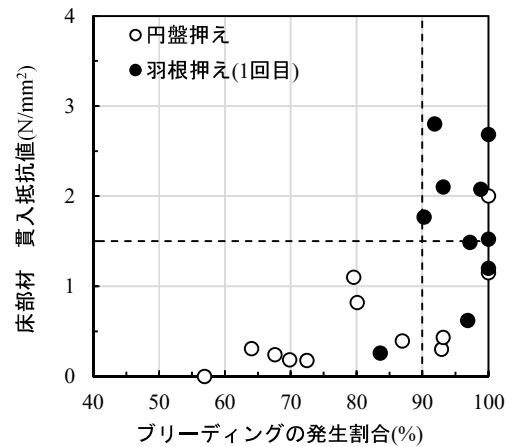


図-5 ブリーディングの発生割合と床部材の貫入抵抗値の関係

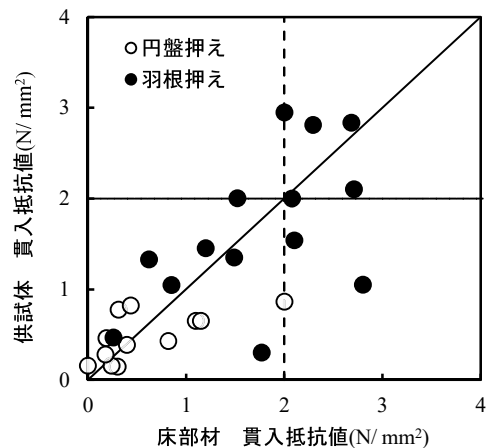


図-6 床部材と供試体の貫入抵抗値の関係

がら、貫入抵抗値とブリーディング発生割合の関係を示すデータ数は十分とはいえず、また測定データのばらつきも考慮し、実施工時の管理値としては 2.0 N/mm<sup>2</sup> を採用することとした。すなわち、実施工における直床仕上げの施工管理方法として、床部材における貫入試験の抵抗値が 2.0N/mm<sup>2</sup> に達したときを、羽根押え作業の開始時とする方法を提案した。

床部材と供試体の貫入抵抗値の関係を図-6に示す。床部材と供試体の貫入抵抗値のデータは、グラフ上の一対一のラインを中心に分布するものが多いものの、床部材の値よりも小さい供試体のデータが散見される。ただし、2.0N/mm<sup>2</sup> を管理値とした場合、供試体で 2.0N/mm<sup>2</sup> 以上の値が得られていれば、床部材においてもおおよそ 2.0N/mm<sup>2</sup> に達している。このことから、供試体を用いた場合でも、2.0N/mm<sup>2</sup> を管理値とすることで羽根押え作業開始の目安が得られると考えられる。すなわち、床部材で直接、貫入試験が実施できない場合は、打込み箇所と同一のコンクリートで製作した供試体を用いる方法が有効な管理方法になると考えられる。ただし、貫入試験では、貫入針が粗骨材と接触し、貫入抵抗値が大きい値となる場合がある。そのため、試験回数を増やす、もしくは、剣山治具を使用し表層部分の粗骨材を事前に押し込むなどの対応が必要である。

なお、騎乗式ごてを使用する場合においても、貫入抵抗値 2.0N/mm<sup>2</sup> 以上が目安と考えられるものの、今回の調査範囲では、表層剥離を防止する管理方法を確立するまでの十分な施工データを得ることができなかった。

## 5. まとめ

今回、直床仕上げによる表層剥離の発生を抑制するため、押え作業工程の調査、およびブリーディングやコンクリート表層の貫入抵抗値を測定し、直床仕上げの施工管理手法について検討を行った。その結果から得られた知見を以下に示す。

- i. 今回の調査範囲において、羽根押え作業の開始のタイミングは、ブリーディングの発生割合が 90% 以上となった時点に対応していたことが確認され、そのタイミングで羽根押え作業が実施された場合、表層剥離は生じなかった
- ii. プロクター貫入試験による貫入抵抗値が 1.5N/mm<sup>2</sup> 以上の場合でブリーディングの発生割合が 90%以上であった
- iii. 実施工における直床仕上げの施工管理方法として、測定データのばらつきを考慮し、床部材における貫入試験の抵抗値が 2.0N/mm<sup>2</sup> に達したときを、羽根押え作業の開始時とする方法を提案した
- iv. 打込み箇所と同一のコンクリートで製作した供試体を用いた場合でも、貫入試験により羽根押え作

業の開始時期が判断でき、床部材で直接、貫入試験が実施できない場合は、本方法で直床仕上げの施工管理が可能である

## 6. あとがき

今回の調査結果からブリーディングと押えのタイミングの関係が重要であることを再認識し、適切な押えのタイミングの目安となる貫入抵抗値などの貴重な技術資料が得られた。調査結果に基づき、羽根押え作業時の貫入抵抗値を 2.0N/mm<sup>2</sup> とした管理方法を、数件の直床仕上げの施工現場に採用している。

今後は、「直床仕上げの施工管理」の施工手順の標準化を図るべく、技術資料の収集を継続し、技術の確立に努める予定である。

### 【参考文献】

- 1) 三上貴正、常深安朗、坂井映二、「床コンクリートの表面強度に及ぼすこて仕上げ方法の影響」、日本建築学会構造系論文集、第 531 号、pp.15-20、2000.5
- 2) 三上貴正、早野博幸、小野英哲、「機械ごてによるコンクリート直床仕上げ床の施工条件判定のためのコンクリート性状の測定方法に関する研究」日本建築学会構造系論文集、第 465 号、pp.11-18、1994.11
- 3) 三上貴正、荒川琢也、小野英哲、「コンクリート直床仕上げ床の仕上がりに及ぼす機械ごての仕様およびコンクリート性状の影響の考察」日本建築学会構造系論文集、第 453 号、pp.27-37、1993.11
- 4) 葛城浩三、「コンクリート床版の表面はく離」、セメント・コンクリート、No.237、pp23-27、1966.11
- 5) 五十嵐賢次など、「コンクリートスラブの表面剥離に関する実験」、コンクリート工学年次論文集、Vol.39、No.1、pp.1429-1434、2017
- 6) 日本建築学会、「高性能 AE 減水剤コンクリートの調合・製造および施工指針・同解説」、1999.2



# 外壁タイル打診調査支援システムの拡充

## －打診調査におけるタイル状態の自動判定技術－

### A Support System for Wall Finish Tile Inspections

#### - Technology for Automated Assessments Based on Impact Acoustics -

柳沼勝夫\* 起橋孝徳\*\* 稲留康一\* 岸本 剛\*\*\*

#### 要 旨

特殊建築物の外壁タイル仕上げは、10年ごとに全面打診調査の実施が義務付けられている。近年、人手不足が社会問題になってきており、熟練したタイル調査員も減少することが予想されることから、外壁タイル仕上げの状態（健全か浮き）を自動で判定する技術を開発した。さらに、既開発の「外壁タイル調査支援システム」に開発した自動判定技術を組み込み、システムを拡充した。自動判定技術は、打診棒で建物の外壁タイル仕上げを加振した際に発生する音の周波数特性の違いから判定する技術である。今回、実建物において、自動判定技術の判定精度を検証した結果、調査専門業者の調査結果と約9割対応していることを確認できた。

キーワード：外壁タイル 打診調査 自動判定技術

#### 1. まえがき

建物の外壁タイル仕上げは、剥落が重大事故につながることから、特殊建築物では10年ごとに全面打診調査の実施が建築基準法第12条によって義務付けられている。

タイル打診調査は、調査用ロボットを利用して行われている例もあるが、写真-1に示すように打診棒でタイルを加振することにより発生した音から、調査員が聴感によりタイルが健全であるか浮いているかの状態を判定することが一般的である。このような現状を踏まえ、調査結果の記録と、まとめ作業を省力化することを目的として、これまでに調査結果の記録を支援する「外壁タイル調査支援システム」（以下、支援システム）を開発している<sup>2)</sup>。

打診調査は、タイル加振によりタイルの浮きを判定できる熟練した調査員が行う必要がある。しかし、近年、人手不足が社会問題になってきており、熟練したタイルの調査員も今後減少することが予想される。このため、調査員の熟練度を問わずに一定精度でタイルの浮きを判定する技術が望まれる。

以上の背景から、タイルの状態（健全か浮き）を自動で判定する技術（以下、自動判定技術）を開発した。さらに、既開発の支援システムに自動判定技術を組み込み、支援システムを拡充した。

本報では、開発した自動判定技術と自動判定技術を組

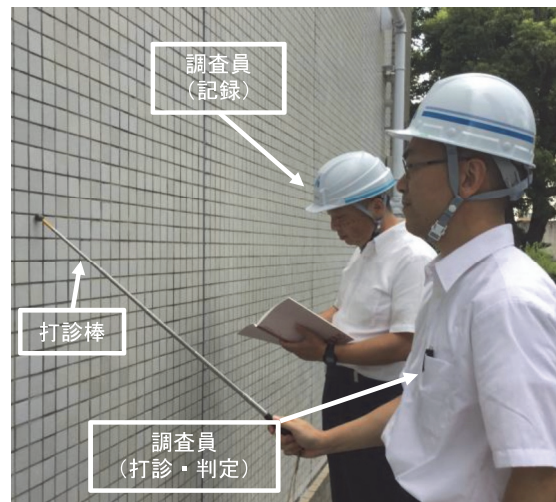


写真-1 現状の打診調査状況（例）

み込んだ支援システムについて報告する。

#### 2. 既開発の支援システム

既開発の支援システムは、タイルに生じた各種の異常状態（浮き、ひび割れ、白華など）を調査員が目視や聴感により判定し、その位置をその場で電子情報化することにより、結果の記録と調査後の整理作業を迅速化・省力化するシステムである。

\*技術研究所環境研究グループ \*\*建築本部建築部 \*\*\*技術研究所建築研究グループ

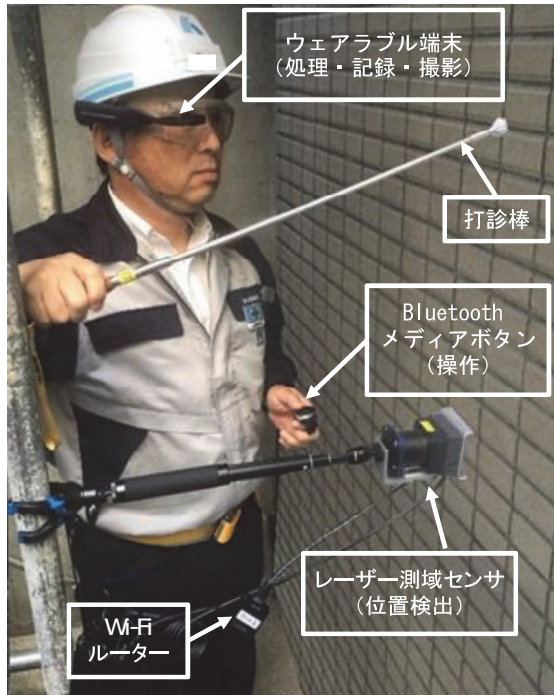


写真-2 支援システムを用いた調査状況

支援システムを用いた調査作業の状況を、写真-2に示す。支援システムは、レーザー測域センサとウェアラブル端末、操作用の Bluetooth メディアボタン等で構成されている。調査員が指定した位置をレーザー測域センサで読み取り、Wi-Fi ルーターでウェアラブル端末に送信後、タイルの浮きやひび割れなどの状態を紐づけて記録する。レーザー測域センサは、タイル面と平行方向にレーザーを照射し、レーザーの反射によってセンサから打診棒（反射物）の角度と距離を求める機器である。ウェアラブル端末は、カメラを内蔵しているため、状況写真を調査場所に紐づけて撮影することもできる。電子情報化された調査結果の集計や整理には、市販の一般的な表計算ソフトと CAD ソフトを用いる。

### 3. 自動判定技術

自動判定技術では、タイルを打診棒で擦り加振した時に発生する音（以下、打診音）をマイクで集音し、周波数分析結果を統計処理して健全タイルと浮きタイルを即時判定する。以下、技術の概要を述べる。

#### 3.1 健全タイルと浮きタイルの周波数特性

健全タイルは、下地モルタルを介して下地と一体化されているため、タイルの種類、施工条件、加振条件が同じであれば、打診音は類似した周波数特性を示す。一方、浮きタイルの状態は、大別して図-1に示すように、タイルが張り付けモルタルと剥離する陶片浮き、下地調整モルタルと張り付けモルタルもしくは躯体と剥離する下地浮きの2種類ある。剥離の位置、範囲により打診音の

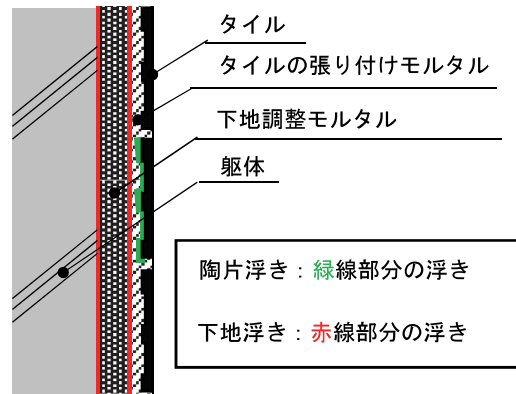


図-1 タイルの浮き位置



写真-3 打診棒

周波数特性が大きく変化することが予想される。そこで、写真-3に示す打診棒の先端回転部を擦るようしてタイルを加振（以下、擦り加振）し、打診音を測定した。

図-2、図-3は、それぞれ異なる建物で RC 躯体に張り付けられた 45 二丁タイルの打診音の測定結果である。打診調査に習熟した作業員による状態の判定結果は、図-2の浮きタイルは陶片浮き、図-3の浮きタイルは下地浮きであった。いずれの建物でも、健全タイルの打診音は周波数特性や発声音レベルが類似しているが、浮きタイルの打診音は健全タイルと明確に異なる傾向を示している。陶片浮きでは、タイルの個体ごとに若干異なるが、卓越周波数は 4kHz 帯域～8kHz 帯域に集中している。これは、陶片浮きの場合、加振による影響がタイル 1 枚よりも狭い範囲に限定されることにより、振動体の大きさや質量が小さくなるためと考えられる。下地浮きでは、陶片浮きに比べて剥離の範囲がタイルサイズに限定されないことや、張り付けモルタルや下地モルタルも一体となって振動することに加えて、浮きの範囲によって加振による影響範囲も変わるため、周波数特性や卓越する周波数はタイルごとに大きく異なる。浮きタイルの卓越周波数は、浮き方だけではなく、タイルの大きさにも依存するものと考えられるが、健全タイルと比べ周波数特性が大きく異なることが、判定できる根拠となる。

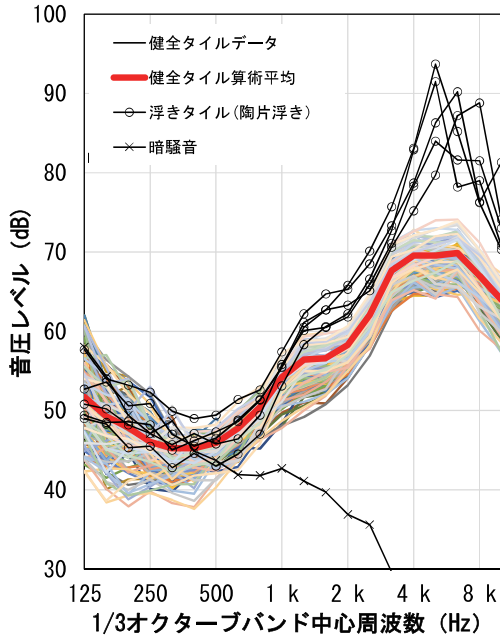


図-2 タイル擦り加振時の発生音(例1)

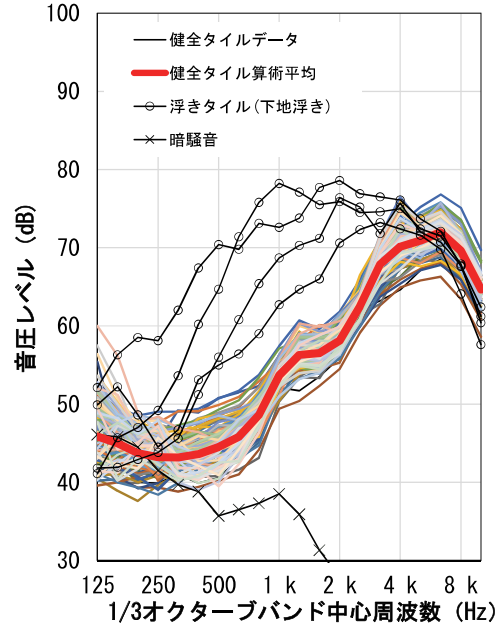


図-3 タイル擦り加振時の発生音(例2)

### 3.2 判定方法

健全タイルの打診音を現場ごとに複数取得し、ここから導き出した周波数特性を基準として、検査対象タイルの打診音の周波数特性と基準との違いを検出し、タイルの状態を判定する。

#### a. 判定基準となる事前の健全タイルデータの取得

判定基準となる事前の健全タイルデータの取得フローを、図-4に示す。検査前の健全タイルデータの取得では、調査員が健全と考えるタイルを様々な位置で擦り加振し、打診音を30枚分取得する。ここから1/3オクターブバンドレベルを算出し、正規化によって加振力の違いをキャンセルした周波数特性データ(相対レベル)を、階層クラスター分析(Ward法)<sup>3)</sup>によって2グループに分類する。分類した2グループそれぞれにおける各データの相互関係から、タイル状態が浮きであるか否かを判定し、基準となる健全タイルデータを決める。同じ仕様の外壁タイル状態(健全タイルのグループまたは浮きタイルグループ)の判定には、個々の健全タイル打診音の周波数特性が類似する特徴を利用する。

判定事例を表-1に示す。ここでは、下記i~viの周波数帯域の組み合わせで、グループ内個々のデータとグループ平均値との相関係数をそれぞれ算出し、周波数特性の違いを相関で識別する。これは、周波数帯域全体ではなく、細かくグループ分けした周波数帯域の組み合わせで計算することにより相関係数が分散され、タイルの状態をより識別しやすくする意図で行っている。なお、評価周波数は測定結果(図-2、図-3)を参考に、暗騒音の影響が少ない800Hz帯域~10kHz帯域とした。

- i. 「800Hz帯域、1kHz帯域、1.25kHz帯域、1.6kHz帯域、2kHz帯域、2.5kHz帯域」

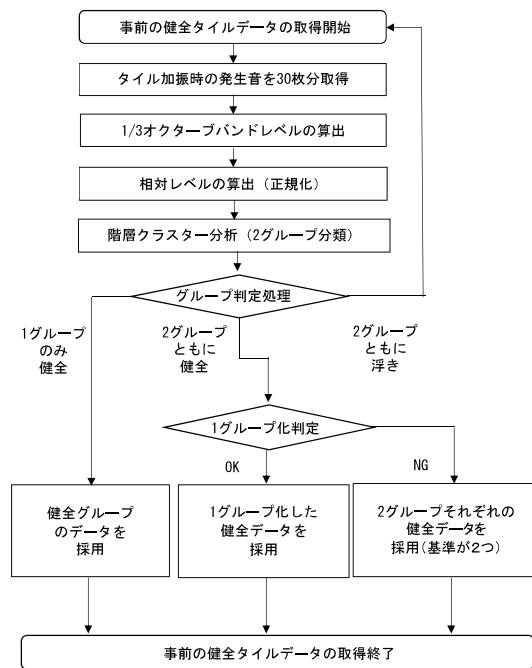


図-4 事前の健全タイルデータの取得フロー

表-1 相関係数算出例

グループ	相関係数算出パターン						最小相関係数	判定	グループ判定
	i	ii	iii	iv	v	vi			
グループ1 (データ数25)	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	0.96	健全	健全
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	健全	
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	
	1.00	1.00	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99	健全	
グループ2 (データ数5)	0.99	1.00	0.99	1.00	0.97	<b>0.66</b>	<b>0.66</b>	浮き	浮き
	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	<b>0.96</b>	0.96	健全	
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	
	1.00	1.00	0.96	1.00	0.92	<b>0.74</b>	<b>0.74</b>	浮き	

- ii. 「800Hz 帯域、1kHz 帯域、1.25kHz 帯域、3.15kHz 帯域、4kHz 帯域、5k Hz 帯域」
- iii. 「800Hz 帯域、1kHz 帯域、1.25kHz 帯域、6.3kHz 帯域、8kHz 帯域、10kHz 帯域」
- iv. 「1.6kHz 帯域、2kHz 帯域、2.5kHz 帯域、3.15kHz 帯域、4kHz 帯域、5kHz 帯域」
- v. 「1.6kHz 帯域、2kHz 帯域、2.5kHz 帯域、6.3kHz 帯域、8kHz 帯域、10kHz 帯域」
- vi. 「3.15kHz 帯域、4kHz 帯域、5kHz 帯域、6.3kHz 帯域、8kHz 帯域、10kHz 帯域」

i ~ vi の相関係数が全て閾値以上の場合に、そのデータを健全判定とする。そして、グループ内のデータが全て健全判定の場合に、グループデータの判定を健全とする。閾値は、6 帯域の値で相関係数を求めることから、標本数 6 個による 5%有意水準の 0.811 とした。なお、グループ内データ数が少ない場合、健全データや浮きデータに関わらず、グループ平均値と個々のデータの相関が高くなるため、一定のデータ数（例えば 5 データ）に満たないグループは判定処理から除外する。

上記の処理により、いずれのグループも浮きと判定または判定処理から除外された場合は、場所を変えて再度打診音の取得作業からやり直す。1 グループのみ健全と判定された場合は、そのグループデータを健全タイルの打診音として基準に用いる。2 グループともに健全と判定された場合は、健全タイルデータを階層クラスター分析によって無理に分類している可能性がある。そのため、下記 vii と viii の判定を行い、1 グループ化が可能か判定する。少なくとも vii と viii のどちらか一方の結果が NG の場合は、仕様が異なる健全タイルの打診音とし、2 つの基準とする。

vii. 一方のグループ平均値がもう一方のグループデータのバラつき範囲内であるか判定する。なお、判定処理の詳細は、次の b 項(a) の 1 次判定で述べる

viii. 2 グループのデータをまとめて i ~ vi の相関係数を算出し、閾値に対する判定を行う

b. 本検査

本検査の判定フローを図-5 に示す。

本検査では、取得した検査タイルの 1/3 オクターブバンドレベルを正規化し、事前に取得した複数の健全タイルデータとの周波数特性の違いについて 1 次判定と 2 次判定を行う。2 次判定まで閾値を満たした場合に検査タイルを健全判定とする。

(a). 1 次判定

式 (1) を確認し、周波数帯域ごとに健全タイルデータのバラつき範囲内に該当する事を判定する。

$$\bar{x}_i - \alpha \times u_i \leq X_i \leq \bar{x}_i + \alpha \times u_i \quad \dots (1)$$

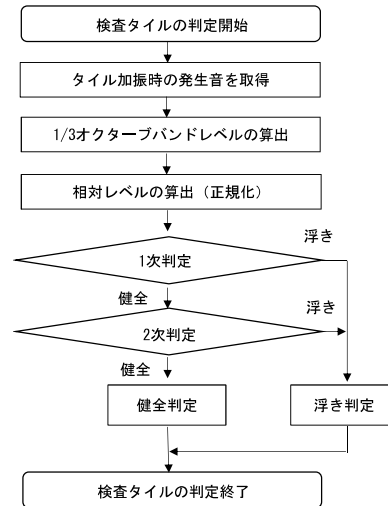


図-5 本検査の判定フロー

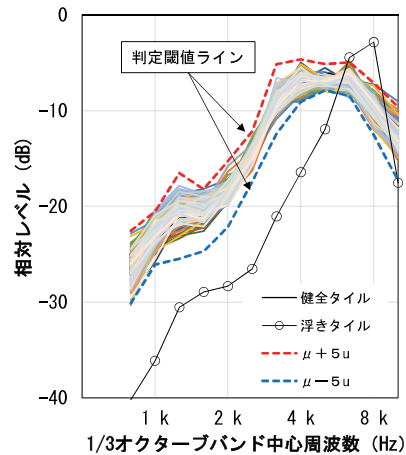


図-6 1 次判定事例

ただし、 $X_i$  : 検査タイルデータの相対レベル (dB)、 $\bar{x}_i$  : 事前に取得した健全タイルデータの平均値 (dB)、 $\alpha$  : 5 (係数)、 $u_i$  : 事前に取得した健全タイルデータの不偏標準偏差

式 (1) の  $\alpha$  は、状態が既知のタイル打診音の周波数データに基づいて決定した。一例として、図-2 の周波数データによる検討結果を、図-6 に示す。係数  $\alpha$  を 5 とした場合に、健全タイルデータが判定閾値ラインに収まり、浮きタイルデータはラインから外れて浮き判定となる。この係数については、今後も精度の検証を続けて最適値を求めている。

(b). 2 次判定

a 項で述べた判定方法と同様に、i ~ vi の周波数帯域の組み合わせで検査タイルのデータと事前に取得した健全タイルデータの平均値との相関係数をそれぞれ算出し、閾値 0.811 と照らし合わせて判定を行う。

以上の自動判定技術をプログラムしたソフトウェアを開発し、既開発の支援システムに組み込んだ。

#### 4. 自動判定技術を組み込んだ支援システム

自動判定プログラムを組み込んだ支援システムによる調査状況を、写真-4に示す。

システムの機器構成は、既開発の支援システムの機器に携帯端末と、集音用に風防付の指向性マイクを追加した。打診音分析や浮きの判定、位置情報取得等の処理は携帯端末で行い、ウェアラブル端末は作業性を鑑みた携帯端末画面のモニタとして使用する。ウェアラブル端末とレーザー測域センサ、Bluetooth メディアボタンは携帯端末を中心に無線で接続するが、電波障害によるデータ未取得を防ぐため、集音用マイクは有線で携帯端末に接続する。

打診調査時には、タイルを擦り加振する時に発生する音が暗騒音レベルと一定のレベル差を生じることによって、自動で測定が開始される。判定結果は写真-5に示すように、「健全」と「浮き」の2種類のいずれかがウェアラブル端末の画面にリアルタイムで表示される。



写真-4 支援システムを利用した調査状況

#### 5. 自動判定の精度

実建物において、自動判定技術を組み込んだ支援システムによるタイルの浮き判定精度を検証した。

対象建物は、RC造の躯体にモルタルでタイル張りされており、タイル種類は磁器質45二丁タイルであった。検証対象のタイル枚数は約2500枚である。

判定精度の評価は、打診調査専門の業者による調査結果と、打診調査に不慣れな社内職員が支援拡充システムによって判定した結果の比較によって行った。調査専門業者の結果と自動判定結果の照合率を、表-2に示す。

調査専門業者が判定した結果と自動判定結果の照合率は約9割であった。判定結果が異なるタイルは、調査員が健全と判定したタイルを自動判定は浮きと判定したものであった。打診棒で加振しにくい位置やR形状の外壁では、調査員が健全タイルと判断した位置でも自動判定では浮きと判定する傾向があり、今後の検討課題である。

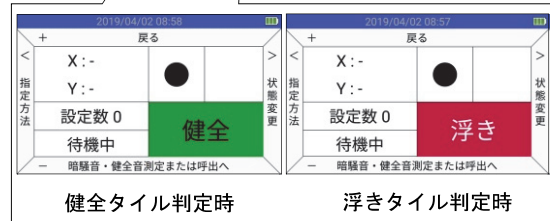


写真-5 判定表示画面

表-2 調査専門業者の判定と自動判定の照合率

業者判定	健全		浮き		総 タイル数
	健全	浮き	健全	浮き	
自動判定	健全	浮き	浮き	健全	
計	2296	46	180	0	2522
照合率 (%)	93		7		-

#### 6. まとめ

打診棒で外壁タイルを加振した際に発生する音の周波数特性の違いにより、タイルの状態（健全や浮き）を自動で判定する技術を開発した。さらに、自動判定技術を既開発の「外壁タイル調査支援システム」に組み込み、システムを拡充した。

タイルの種類は多く、躯体や接着方法との組み合わせ条件も多岐にわたる。このため、今後も継続して様々な条件でタイル打診音の周波数特性を検証し、判定技術をさらに向上させたい。

#### 【参考文献】

- 1) 例えば、名知博司、船越貴恵、高橋周男、「外装タイル張りの打音検査における自動診断システムの試行」、日本建築仕上学会 2015年大会学術講演会、2015、pp.151-154
- 2) (株)奥村組社長室広報課、「外壁タイル打診調査の省力化 調査結果を電子情報化」、建築技術、2018.7、p.70
- 3) 栗原伸一、「入門統計学—検定から多変量解析・実験計画法まで—」、オーム社、pp.259-266、2011



# 免震建物における積層ゴムの経年変化

## －ゴム材料の基本特性－

### Aging Deterioration of Natural Rubber Bearings Installed

#### in the Base-isolated Building

#### - Mechanical Properties of Natural Rubber -

舟木秀尊\* 山上 聡\* 小山慶樹\*

#### 要 旨

我が国では免震構造が実用化されてから30年程度しかたっており、免震建物を供用する数十年という長期間にわたる構造性能の評価と耐久性に関しては、まだ十分に実証されていない。その中で、黎明期の实用免震ビルである奥村組技術研究所は、竣工後30年が経過した。本報では、この免震建物から抜き取った積層ゴム並びに抜き取り品と同時に製造された別置試験体から試験片を採取し、ゴム材料の基本物性について調査した。その結果、免震建物において約30年間使用した積層ゴムのゴム物性の経年変化は、設計時に予測した範囲で推移していることを確認した。また、建物内に保管された別置試験体により評価したゴム物性は、実建物で使用された積層ゴムと同等であることを確認した。

キーワード：免震構造、積層ゴム、経年変化、ゴム素材試験

#### 1. まえがき

近年発生した巨大地震において、免震構造の優れた安全性が証明され、その普及に大きな期待が掛けられている。その中で、黎明期の实用免震ビルである写真-1の建物は、竣工後30年が経過した。著者らは、この建物に設置された免震装置に関する様々な実験や計測を、竣工以来、継続して行っている<sup>1)~3)</sup>。

免震建物の地震時の動的挙動を予測するためには、免震装置の力学特性を適切にモデル化することが重要である。設計では通常、免震装置単体での静的加力実験により得られた力学特性を用いて免震層全体をモデル化する。その上で、免震装置の特性が個々の製造ばらつきや経年変化等により影響<sup>4)</sup>を受けることを考慮して設計する。経年変化については、実建物から免震装置を取り出して単体を調査した事例がある<sup>5)~7)</sup>。本報では、免震建物から抜き取った2基の積層ゴムおよび別置試験体を用いてゴム材料の試験片を製作し、30年経過時におけるゴム材料の基本特性を調査した結果について報告する。

#### 2. 対象建物および免震装置

対象とした免震建物は、茨城県つくば市内に建設され、

1986年9月に竣工した事務所ビル（奥村組技術研究所管理棟、評定番号BCJ-免2、1985年11月14日評定取得）である<sup>8)</sup>。建物概要と免震装置を表-1に示す。免震装置には、天然ゴム系積層ゴム25基と、鋼棒製ダンパー12基を使用している。



写真-1 竣工後30年が経過した免震建物

表-1 建物概要と免震装置

項目	諸元	
構造	鉄筋コンクリート造4階 基礎免震	
建築面積	348.18m <sup>2</sup>	
延べ床面積	1330.1m <sup>2</sup>	
免震装置	積層ゴム	天然ゴム系積層ゴムφ500×25基
	ダンパー	鋼棒製ダンパーφ50×12基 (ループ内径φ500、4本/基)

\*技術研究所建築研究グループ

### 3. 抜き取り品の水平剛性に関する調査

#### 3.1 調査の概要

実際の免震建物に使用されている積層ゴムの経年変化を調査するため、建物から積層ゴム 2基 (NRB-No.12、NRB-No.13) を抜き取り、水平剛性の調査を行った。建物から抜き取った位置を図-1に、圧縮せん断試験の状況を写真-2に示す。建設当時の納品検査と同じ試験機を用いて、2体の積層ゴムの1組で測定することで、水平力が自己釣り合いして試験機の摩擦を考慮せずに評価できる。圧縮せん断試験は、鉛直荷重 1176kN (面圧 6N/mm<sup>2</sup>) を載荷し、水平変位±200mm の加振を3サイクル実施した。

#### 3.2 試験結果

納品時(1986年)の検査と31年目(2017年)の試験を比較して、積層ゴムの水平荷重と変形の関係を図-2に、積層ゴムの水平剛性を表-2と図-3に示す。試験結果は、NRB-No.12とNRB-No.13の2基分である。また、積層ゴムの水平剛性は、±50、±100、±150mm区間の割線剛性から評価した。約30年間使用した積層ゴムの水平剛性は、納品検査時に比べて水平変位±50mm区間では10%、水平変位±150mm区間では14%高くなった。

一方、建物の設計時に、熱老化促進試験から積層ゴムの経年変化を予測している。この予測値と試験結果を比較したものを図-4に示す。NRB-No.12とNRB-No.13

の水平剛性の変化率は、設計時の予測値と概ね対応している。また、異なる試験の比較となるが、建物を100mm変形させた自由振動実験<sup>9)</sup>より評価した積層ゴム(25基)の水平剛性は、竣工から30年が経過して9%程度高くなったのに対し、NRB-No.12とNRB-No.13の圧縮せん断試験から得られた水平剛性の変化率は、それよりも僅かに大きい値となった。

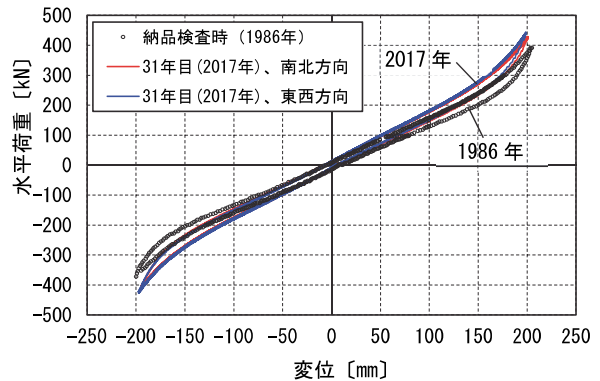


図-2 積層ゴムの水平荷重と変形  
～ 納品時と31年目の比較 ～

表-2 積層ゴムの水平剛性

製品	経過年数 [年]	水平剛性 [kN/mm]		
		±50mm区間	±100mm区間	±150mm区間
NRB-No.12	0	0.879	0.793	0.796
NRB-No.13	31	0.967 (10%)	0.889 (12%)	0.905 (14%)

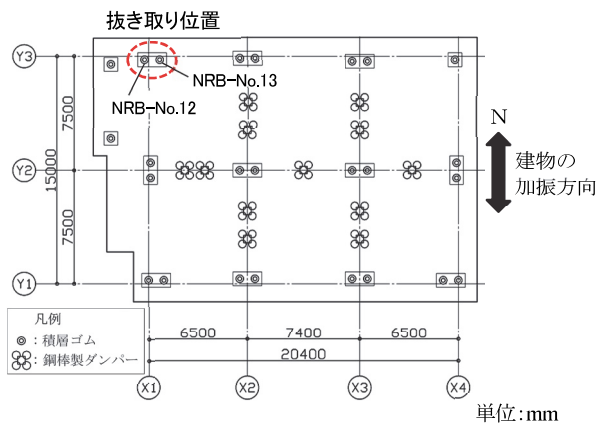
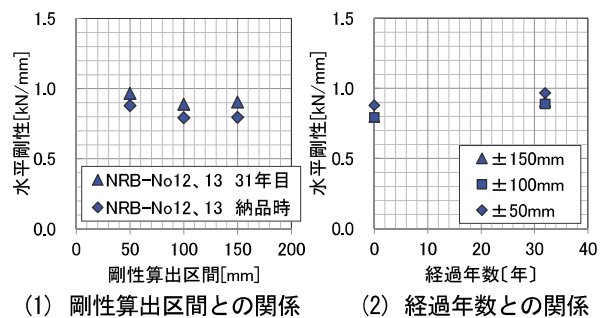


図-1 免震部材の配置



写真-2 圧縮せん断試験の状況



(1) 剛性算出区間との関係 (2) 経過年数との関係

図-3 納品検査時と31年目の水平剛性

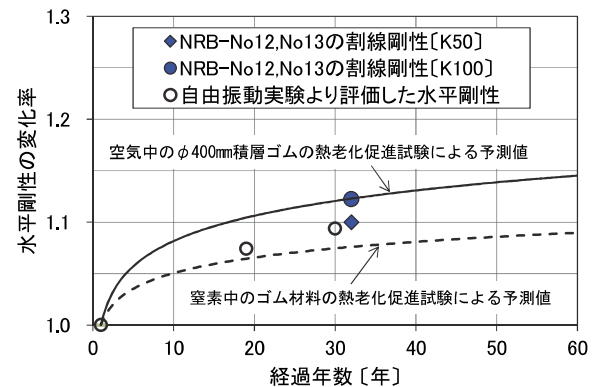


図-4 水平剛性の変化率



4. 建物から抜き取った積層ゴムの物性調査

4.1 調査の概要

建物から抜き取った積層ゴムより試験片を採取し、ゴム物性を測定した。この建物は2基の積層ゴムで1本の柱を支持する構造であり、経年変化の調査にあたって建物から抜き取られた2基(図-1参照)のうちの1基(NRB-No.13)をゴム物性の調査に使用した。NRB-No.13の諸元を表-3に示す。ゴムのせん断弾性率(G)は0.44N/mm<sup>2</sup>相当で、被覆ゴムは後巻き型である。

4.2 試験片の形状と採取位置

a. ダンベル試験片

ダンベル試験片の採取位置を図-5(3)に示す。上から8層目(以下、層数は全て上からの位置を示す)のゴムの2mm厚にスライスして図-6(1)に示すダンベル試験片(ダンベル状3号形: JIS K 6251)を18個採取し、積層ゴムの中心と外側および建物の自由振動実験時の加振方向と加振直交方向で、ゴムの硬さ(デュロメータタイプA: JIS K 6253)や引張特性を比較した。

b. せん断試験片

せん断試験片の採取位置と座標原点を図-5(1)~(3)に示す。4層目、6層目、8層目のゴムとその上下の中間鋼板を切り出して、図-6(2)に示す、せん断試験片を34個採取した。その際の採取位置は、積層ゴムの中心側と外周側並びに建物の自由振動実験時の加振方向と加振直交方向で、ゴムのせん断特性を比較できるように選んだ。

c. ゴムシート

ゴムシートの採取位置を図-5(4)に示す。13層目のゴムの470mm×40mmに切り出して、積層ゴムの中心と外周側のゴム硬さ(国際ゴム硬さM法: JIS K 6253)を比較した。なお、中心と外周側から50mmまでは2.5mm間隔で、その他は5mmまたは10mm間隔で測定した。

4.3 測定結果

a. ダンベル試験片によるゴムの硬さと引張特性

8層目の硬さ、100%変形時の引張応力、切断時引張応力、切断時伸びの測定結果を図-7に示す。硬さ、切断時引張応力、切断時伸びについては、建物設計時のゴム物性の製作基準値を併せて示している。また、横軸は座標原点からの距離(図-5参照)を示している。硬さは、設計時の製作基準値より大きくなり、中心孔側よりも外周側が僅かに大きくなる傾向が見られた。引張応力は、外周側(座標原点0mmから30mmおよび455mm以上の位置)が他の測定点に比べて15%~25%程度大きくなっている。切断時引張応力は、設計時の製作基準値より大きくなっているが、切断時伸びは、設計時の値より小さくなる箇所があった。

b. せん断試験片によるせん断特性

せん断試験片による4層目、6層目、8層目の100%せ

表-3 NRB-No.13の諸元

項目		諸元
種類と型式		天然ゴム系積層ゴム A40-500×7-14
ゴム特性 (SI単位換算)	硬さ(JIS HA)	40±3
	25%応力	0.265±0.098 N/mm <sup>2</sup>
	伸び	600%以上
	引張強さ	15.7 N/mm <sup>2</sup> 以上
形状	本体ゴム	φ500 t=7mm 14層
	形状係数	S <sub>1</sub> : 17.1 S <sub>2</sub> : 5.1

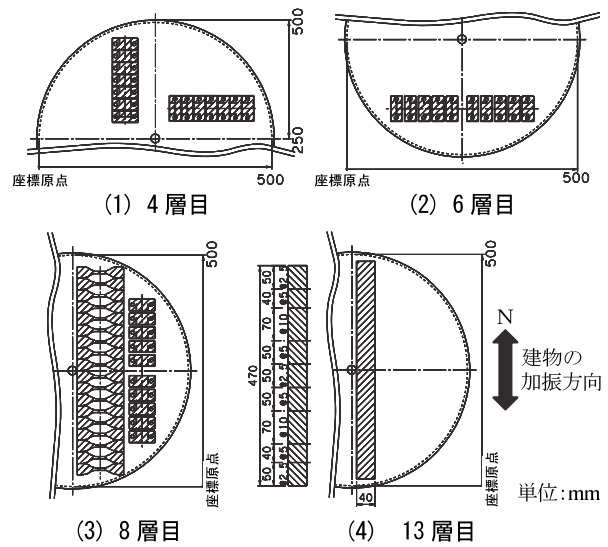


図-5 試験片の採取位置と座標原点

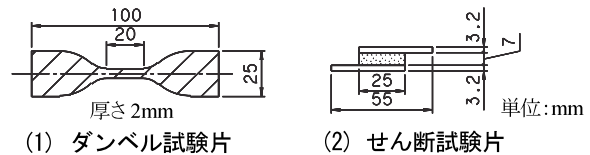


図-6 試験片形状

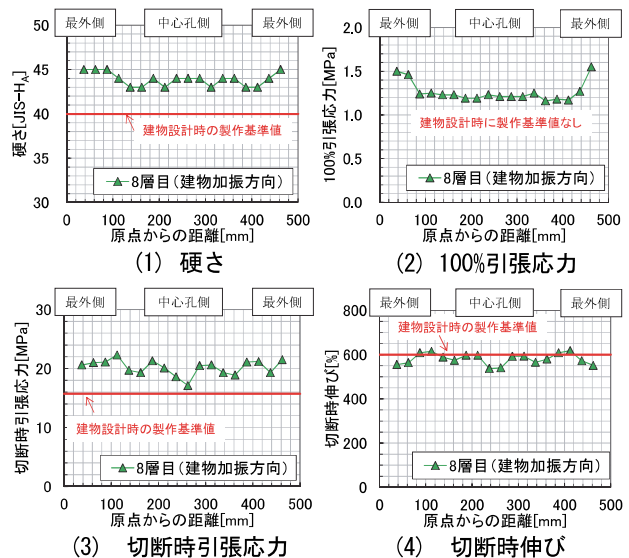


図-7 ダンベル試験片の測定結果

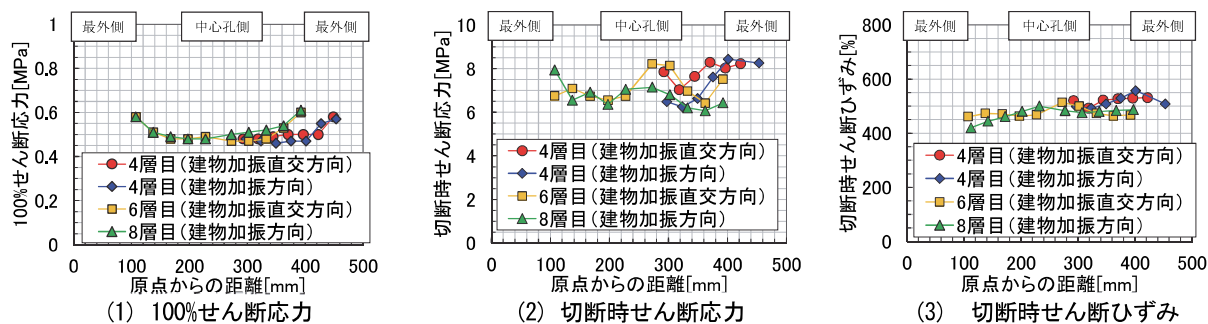


図-8 せん断試験片の測定結果

ん断応力、切断時せん断応力、切断時せん断ひずみの測定結果を図-8に示す。100%せん断応力と切断時せん断ひずみは、試験片を採取した層の違いと建物の自由振動実験時における加振方向の違いによる顕著な差は見られなかった。また、100%せん断応力は、各層において外周側が大きくなっている。切断時せん断応力については、測定位置によるばらつきが大きくなっている。これは、試験片の形状には多少のばらつきがあり、その影響が含まれていると考えられる。

c. ゴムシートの国際ゴム硬さ分布

13層目から切り出したゴムシートについて、国際ゴム硬さの測定結果を図-9に示す。ダンベル試験片を対象とした8層目と同様に、外周側（座標原点0mm～30mmおよび440mm～470mm）のゴム硬さが大きくなった。外周側ゴムが硬くなる傾向は、8層目より13層目が顕著であるが、測定方法の違いが影響した可能性もある。

5. 別置試験体と抜き取り品の比較

5.1 調査の概要

別置試験体は、対象建物に使用したものと同時期に製造された積層ゴムであり、同一環境下になるように建物内で保管されていたものである。黎明期の免震建物では、別置試験体による定期的な試験が行われている<sup>10)</sup>。本調査は、別置試験体からゴム材料の試験片を採取してゴム物性を測定した。また、別置試験体は2016年（30年目）に試験を行ったが、抜き取り品の試験を2017年（31年

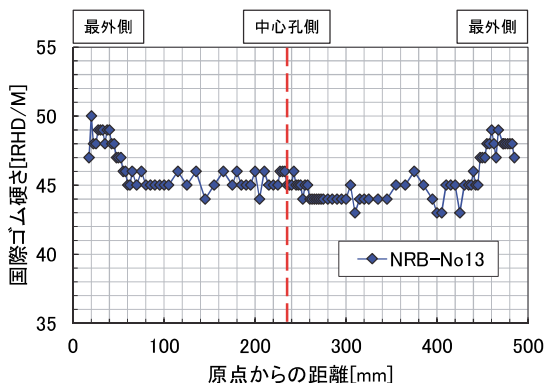


図-9 国際ゴム硬さの分布

目)に実施しており、両者のゴム物性を比較した。

5.2 別置試験体の仕様

別置試験体は、抜き取り品と同一仕様の積層ゴム（4体）である。長期荷重に相当する面圧6.9N/mm<sup>2</sup>をPC鋼棒により載荷して保管され、継続調査に使用してきた。

図-10に示すように、別置試験体のうち1体を1997年に1/2、2007年に1/4、2016年に1/4の上半分をカットしてゴムの試験片を採取し、ゴム物性の経年変化を調査した。なお、切断後の積層ゴムは、再び保護ゴムを巻き直して建物内に保管した。

5.3 試験片の採取位置

試験片の採取位置を図-11に示す。2007年は2、7、11層目、2016年は2、4、7層目から試験片を採取した。ダンベル試験片は、各層を上下2枚にスライスして2mmのゴムシートにした後に採取した。せん断試験片は、ゴム上下の中間鋼板を切り出して採取した。試験片には多少の製作誤差があり、試験結果はこの影響を含んでいる。

5.4 ゴム物性の測定結果

a. ダンベル試験片の測定結果

1986年の初期値と、1997年、2007年、2016年に測定したゴムの硬さ、100%引張応力、切断時引張応力、切

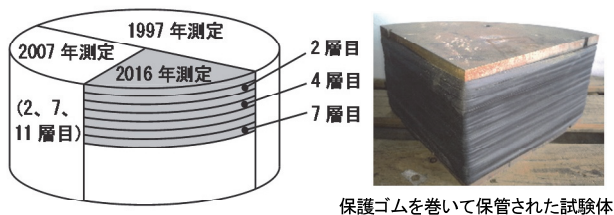


図-10 別置試験体の切断状況

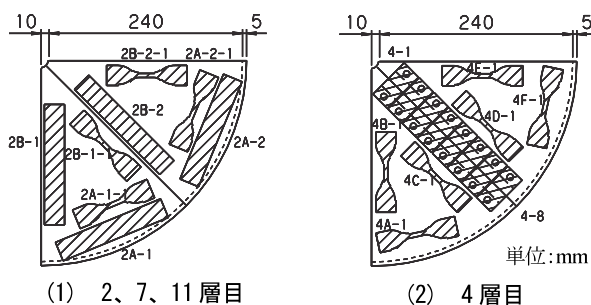


図-11 試験片の採取位置

断時伸びを図-12 に示す。経年に伴って試験結果のばらつきが大きくなっている。ゴムの硬さと 100%引張応力は緩やかに増加し、切断時引張応力と切断時伸びは概ね低下する傾向を示した。また、別置試験体と抜き取り品を比較すると、ゴムの硬さ、切断時引張応力、切断時伸びは抜き取り品が大きく、100%引張応力については両者の差は無かった。

b. せん断試験片の測定結果

1986年の初期値と、1997年、2007年、2016年に測定したゴムの切断時せん断応力、切断時せん断ひずみを図-13 に示す。実験結果は、ダンベル試験片と同等の傾向であるが、中間鋼板との接着状態を含んだ評価であるため、試験片のばらつきが大きくなったと考えられる。

6. まとめ

竣工後 30 年が経過した免震建物を対象に、抜き取った積層ゴム並びに抜き取り品と同時に製造された別置試験体から試験片を採取し、ゴム材料の基本物性を調査した結果、以下の知見を得た。

- i. 対象建物の自由振動実験より評価した積層ゴムの水平剛性は30年で9%程度高くなったのに対し、抜き取り品の試験から得られた水平剛性の変化率

は、それよりも大きい値となった

- ii. ゴムの硬さ、引張・せん断応力の経年変化は、積層ゴムの外周から中心に向かって約 30mm の範囲で大きくなる傾向が見られた
- iii. 免震建物において、約 30 年間使用した積層ゴムのゴム物性は、設計時に予測した範囲で推移している
- iv. 免震建物の別置試験体により評価したゴム物性の経年変化は、建物で使用された積層ゴムと概ね同等と考えられる

7. あとがき

本報告は、実建物に設置され、30 年が経過した免震装置の経年変化に関する追跡調査の一環である。積層ゴム (2 基/1 架台) を取り出した箇所には、当時の製品を復元した積層ゴムを新たに設置した。今後は、限界変形性能の確認実験<sup>1)</sup> に使用した抜き取り品 (NRB-No.12) を対象に試験片を採取し、ゴム物性に関するデータ分析をさらに進める予定である。

本研究の遂行にあたり、共同研究者である福岡大学の高山峯夫教授と昭和電線ケーブルシステム社のご助力をいただいた。ここに感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 青柳 栄、松田泰治、塩尻弘雄、大塚 将、安倍 勇、原田 治、「免震構造物の地震時挙動に関する研究(その 1、2)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I、pp.755-758、1987.10
- 2) 早川邦夫、安井健治、野口 聡、「積層ゴムの経年変化」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.569-570、1997.9
- 3) 安井健治、早川邦夫、山上 聡、「免震建物に設置された積層ゴムの経年変化」、日本建築学会技術報告集、第 24 号、pp.167-170、2006.12
- 4) 日本建築学会、「免震構造設計指針」、丸善、p.75、2013
- 5) 浜口弘樹、相沢 寛、鮫島祐介、菊地隆志、鈴木重信、芳沢利和、「約 20 年間使用した積層ゴムの経年変化調査」、日本建築学会技術報告集、第 30 号、pp.393-398、2009.6
- 6) 森 清隆、境 茂樹、樋口匡輝、加藤貴司、「25 年間使用した鉛プラグ入り積層ゴムの各種依存性確認試験(その 1、2)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.933-936、2017.8
- 7) 谷 佑馬、鈴木重信、鴨下直登、濱口弘樹、「約 30 年間使用した積層ゴムの経年変化(その 1、2)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.943-946、2017.8

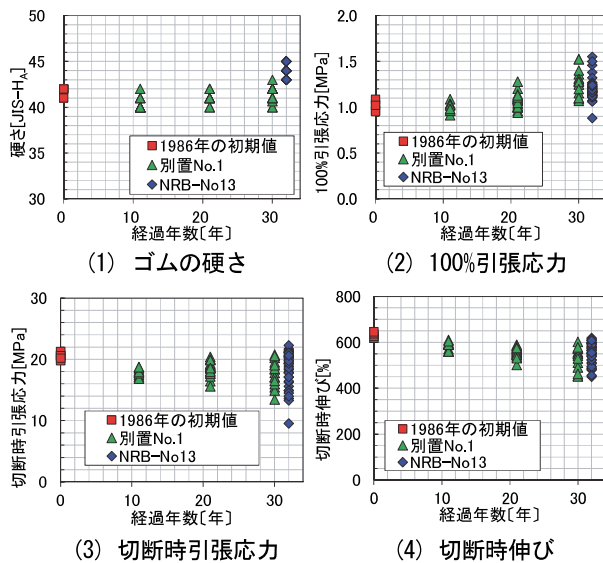


図-12 ダンベル試験片の測定結果

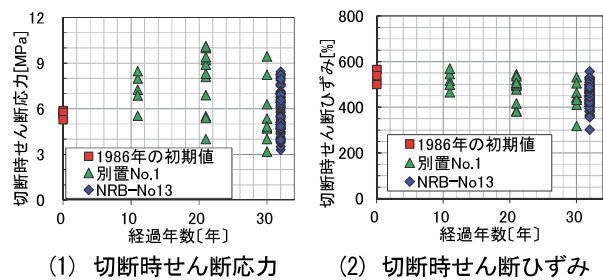


図-13 せん断試験片の測定結果

- 8) 日本建築センター、「ビルディングレター 日本建築センター性能評価シート」、pp.155-156、1987.3
- 9) 舟木秀尊、小山慶樹、山上 聡、「1986年に竣工した実免震建物における免震装置の水平剛性の評価」、日本建築学会技術報告集、第24巻、第58号、pp.979-984、2018.10
- 10) 森田慶子、高山峯夫、「免震用積層ゴムアイソレータの経年変化調査の実態把握」、日本建築学会技術報告集、第19巻、第41号、pp.31-35、2013.2
- 11) 山上 聡、上 寛樹、舟木秀尊、小山慶樹、「竣工後30年を経過した免震建物に使用されている免震装置の性能検証」、奥村組技術研究年報、2018.9

# 特定領域を対象としたアクティブ消音の制御方法

## Active Noise Control Methods for Specified Areas

金澤朗蘭\*

### 要 旨

工場など、作業上の都合から騒音源を囲うことのできない生産施設において、作業場所を対象としたアクティブ消音システムを開発した。システムの制御方法として、複数のスピーカを使用した場合にスピーカ同士の影響を抑制し、対象領域の騒音を制御する方法を考案した。数値シミュレーションにより、制御方法の安定性と、騒音源の変動に対する追従性を確認できた。考案した制御方法と、複数のスピーカを利用した際の対象領域での効果を実験により確認した結果、領域の平均値として 250Hz で約 8dB の効果が得られた。

キーワード：アクティブ・ノイズ・コントロール、工場、作業環境

### 1. まえがき

工場などの施設では、労働者の作業環境改善の要望があり、騒音対策の提案を求められることが多い。騒音源を囲うことが有効な対策となるが、作業の都合で囲えないことも多く、アクティブ・ノイズ・コントロール（以下、ANC）技術の適用が期待される。しかし、工場には多くの騒音発生源があり、騒音源の近傍にスピーカを設置する既開発のシステム<sup>1)</sup>では、制御システムが多数となるなどコスト面で問題となる。そこで、作業場所など騒音を低減したい場所のみの騒音低減を目的とし、対象領域の周辺に制御用スピーカを複数配置するアクティブ消音システム（以下、局所 ANC）の開発を目指している。

工場では、理想的な場所にスピーカやマイクを設置できないことが予想されるため、設置できる範囲内で最大

の効果が得られる配置を検討する必要があること、複数のスピーカを使用する場合にスピーカ相互の干渉により効果が減少する可能性があること、などの課題がある。これらの課題に対し、これまでに対象領域の効果の算定方法を提案して算定結果をもとにしたスピーカ配置の決定方法を考案した<sup>2)</sup>。さらに、複数のスピーカを使用した場合にスピーカ同士の干渉の影響を抑制する制御方法についても考案した。本稿では、これらの検討内容について報告する。

### 2. 複数のスピーカを使用した制御方法

#### 2.1 対象とする騒音

本開発において対象とする騒音の特性を図-1に示す。図に示すように、卓越周波数をもつ騒音源には定常騒音だけでなく、機械類の負荷に応じて卓越周波数が変動する場合がある。例として、コンプレッサーやエンジン（発電機など）、金属加工機械のうち回転旋盤をもつもの、などがある。

上記の対象騒音は数秒の間に急激な変動が起こる場合があり、従来の制御方法では、騒音の変動に演算が追従できない場合がある。そこで、制御方法はフィードフォワード制御（以下、FF型）を基本とし、バンドパスフィルタを適用して制御対象を卓越周波数に限ることで、収束にかかる処理を高速化した制御方法を考案した<sup>1),2)</sup>。

考案した制御方法を図-2に示す。参照マイクで観測した信号にバンドパスフィルタを適用し、信号から卓越周波数を含む範囲のみを抽出し処理対象としている。さらに、機械の負荷によって卓越周波数が変動するため、

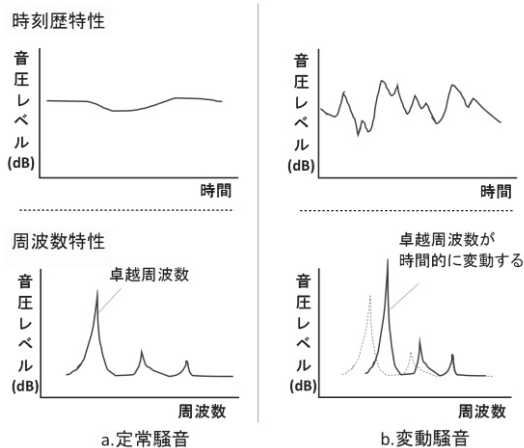
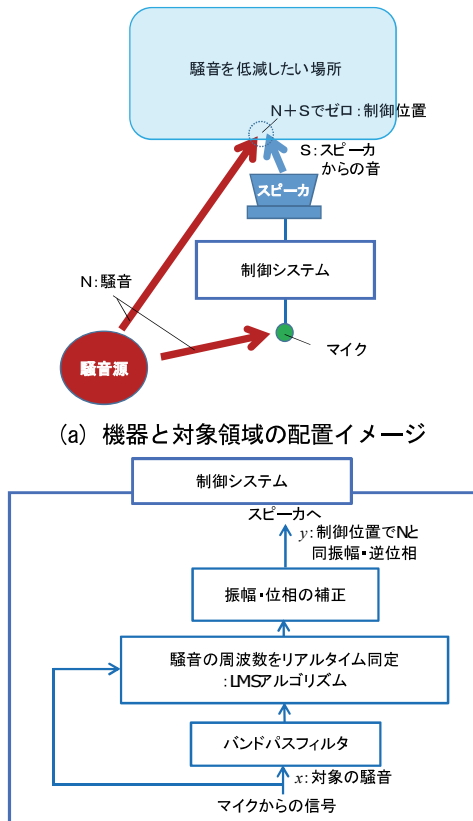
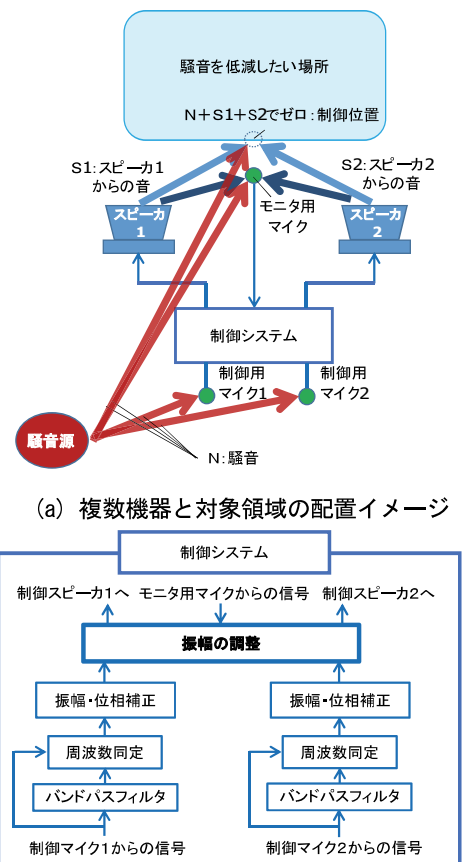


図-1 対象騒音の周波数特性

\*技術研究所環境研究グループ



(b) ブロックダイアグラム  
図-2 制御方法<sup>1)</sup>



(a) 複数機器と対象領域の配置イメージ  
(b) 複数スピーカ使用時のブロックダイアグラム  
図-3 複数のスピーカの制御方法

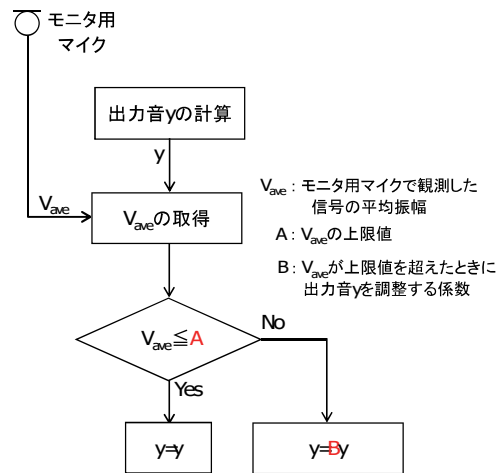


図-4 モニタ用マイクおよび振幅の調整部分のブロックダイアグラム

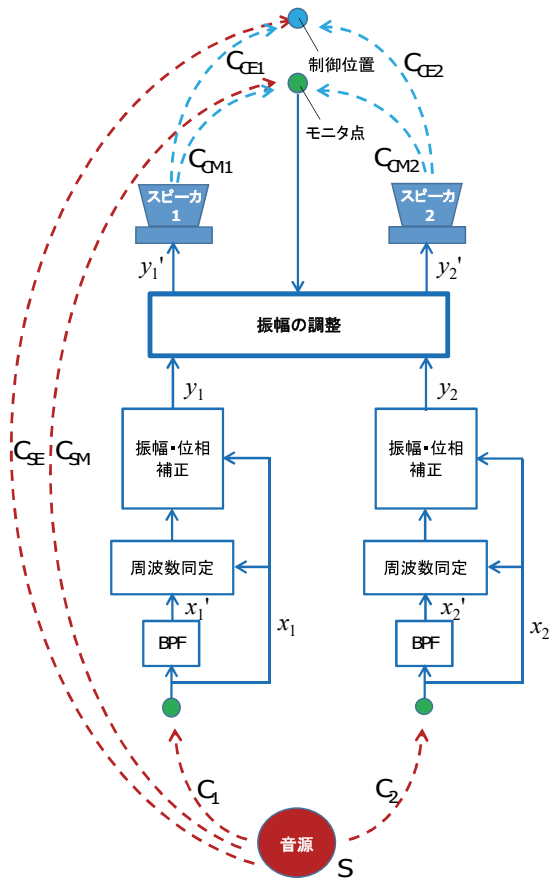
バンドパスフィルタを透過した信号の卓越周波数を LM S アルゴリズムにより同定する。同定した卓越周波数の情報をもとに、制御点で騒音と制御音が同振幅・逆位相となるように振幅・位相補正を行った信号を生成して制御スピーカより出力する。提案した制御方法は、従来の制御方法と比較して収束が早く、また対象とする騒音の情報のみを制御に使用するため、安定に制御できるという利点がある。

### 2.2 複数のスピーカの制御方法

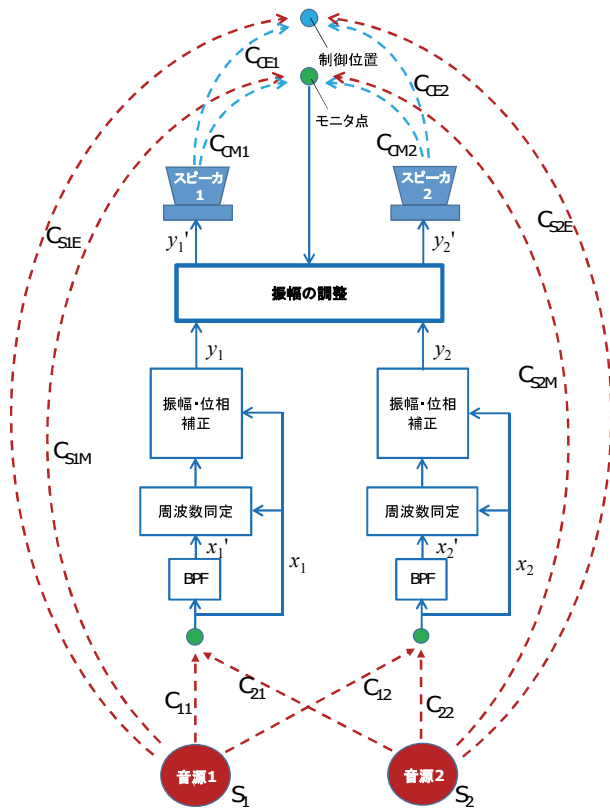
前節に記した制御方法は FF 型であるため、スピーカを複数使用する場合には、それぞれのスピーカ音が互いに干渉し想定通りに制御できない可能性があった。そこで、収束の早さと安定性を維持しながらスピーカ音の干渉（重なり）を制御する方法として、モニタ用マイクを用いた振幅の調整機能を加えた。この機能により、フィードフォワードでありながらモニタ用マイクで観測する信号によりフィードバックの仕組みを加えたことになるが、フィードバックの対象は振幅のみとし、また事前に上限値 A および係数 B（下記参照）を設定することで、特長である安定性を維持した。

複数のスピーカを用いる場合の制御方法を図-3に示す。制御位置において、騒音とスピーカ音が重なり、打ち消し合うようにスピーカ音 S<sub>1</sub>、S<sub>2</sub> を制御する。このとき、制御位置とスピーカ 1 およびスピーカ 2 との距離によって S<sub>1</sub>、S<sub>2</sub> の振幅比が異なる場合があるため、振幅の調整を行う。振幅の調整は、事前の配置検討<sup>3)</sup>時に振幅の重み係数を決定するだけでなく、モニタ用マイクにより観測し重み係数を調整する。図ではスピーカを 2 台使用する場合を示しているが、実際には 1 台のコントローラで 4 台のスピーカまで制御可能である。

モニタ用マイクおよび振幅の調整部分のブロックダイアグラムを図-4に示す。モニタ用マイクで観測する信号の平均振幅が上限値 A 以下であれば、信号 y はその



(a) 音源の数 : 1



(b) 音源の数 : 2

図-5 計算モデル

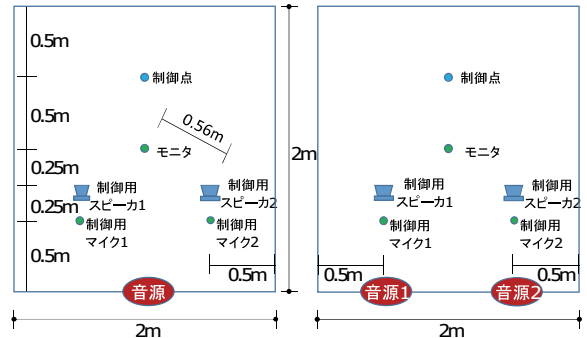


図-6 計算モデルの想定イメージ

表-1 数値シミュレーションの計算ケース

	音源数	音源の種類	音源の変動	外乱の有無
Case1	1	S: Source1	無	無
Case2	1	S: Source1	有	無
Case3	1	S: Source1	無	有
Case4	1	S: Source1	有	有
Case5	2	S <sub>1</sub> : Source1 S <sub>2</sub> : Source2	無	無
Case6	2	S <sub>1</sub> : Source1 S <sub>2</sub> : Source2	有	無
Case7	2	S <sub>1</sub> : Source1 S <sub>2</sub> : Source2	無	有
Case8	2	S <sub>1</sub> : Source1 S <sub>2</sub> : Source2	有	有

まま出力されるが、上限値Aを超える場合は、調整用の係数Bをかけて更新された信号がスピーカから出力される。上限値 A および係数 B は事前にスピーカごとに設定でき、さらに平均振幅を求める際の平均時間についても、音源の特性に合わせて設定可能である。

### 3. 提案する制御方法の効果と安定性

提案する制御方法の妥当性を数値シミュレーションにより確認した。計算モデルを図-5に、計算モデルの想定イメージを図-6に、計算ケースを表-1に示す。ここで図-5 (a) より、

$$x_1 = C_1 S \tag{1}$$

$$x_2 = C_2 S \tag{2}$$

$$\text{制御位置の信号: } C_{SE}S + C_{CE1}y_1' + C_{CE2}y_2' = 0 \tag{3}$$

$$\text{モニタ点で観測する信号: } C_{SM}S + C_{CM1}y_1' + C_{CM2}y_2' \tag{4}$$

また、図-5 (b) より、

$$x_1 = C_{11}S_1 + C_{21}S_2 \tag{5}$$

$$x_2 = C_{22}S_2 + C_{12}S_1 \tag{6}$$

制御位置の信号:

$$C_{S1E}S_1 + C_{CE1}y_1' + C_{S2E}S_2 + C_{CE2}y_2' = 0 \tag{7}$$

モニタ点で観測する信号:

$$C_{SIM}S_1 + C_{CML}y_1' + C_{S2M}S_2 + C_{CM2}y_2' \tag{8}$$

である。なお、 $x_1$ 、 $x_2$  は制御用マイクの位置で観測する信号、 $S$ 、 $S_1$ 、 $S_2$  はそれぞれの音源信号、 $y_1'$ 、 $y_2'$  はスピーカへ出力する信号、 $C_1$  は伝達関数で、添え字は

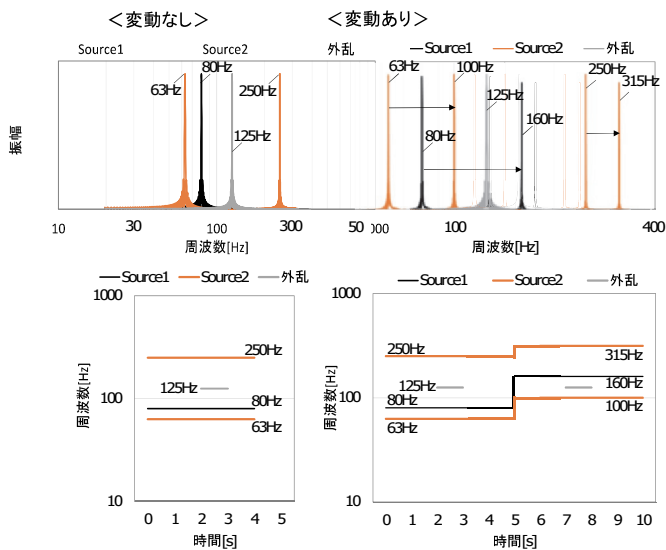


図-7 音源および外乱に用いた信号の周波数特性と時系列特性

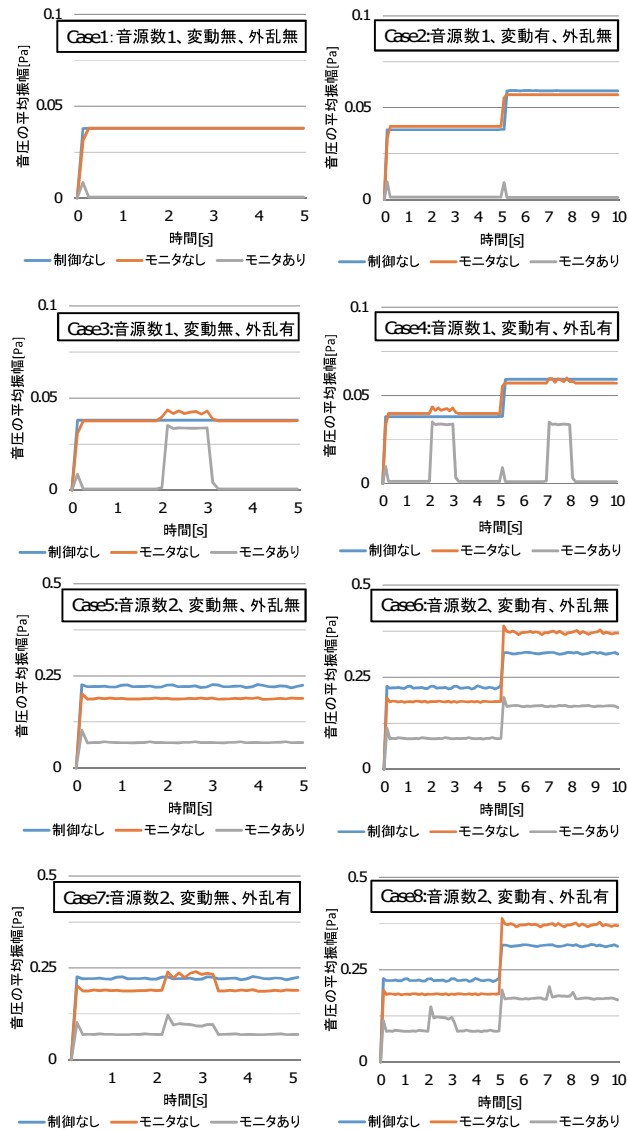


図-8 平均振幅 ( $\tau = 125\text{ms}$ ) の変化

それぞれの経路における伝達関数である。また、実際にはスピーカによって遅延が生じるが、シミュレーションでは考慮しないこととした。制御用のスピーカは2台とし、音源が1個の場合と2個の場合について、制御点における音圧をシミュレーションした。さらに、外乱(突発的な信号)を与えて制御の安定性についてもシミュレーションを行った。各ケースにおいて、音源から制御用マイクまでは同距離(0.5m)とし、各制御用スピーカからモニタ用マイク(以下、モニタ)、および各制御用スピーカから制御点(以下、評価点)までについても同距離とした。音源に用いた信号、および外乱に用いた信号の周波数特性および時系列特性を図-7に示す。Source1は卓越周波数が1つ、Source2は卓越周波数が2つ存在し、時系列変化は定常および変動とした。外乱は、突発的、あるいは対象エリア付近を通行する音源を想定したもので、卓越周波数が1つ存在し1秒間継続するものとした。シミュレーションにおいてサンプリング周波数は25600Hz、周波数の同定に用いたLMSアルゴリズムのステップサイズは0.001、BPFのタップ数は200とした。なお、シミュレーションに使用したPCのCPUは3.6GHzであった。

シミュレーション結果を図-8に示す。図の縦軸は音圧の平均振幅であり、時定数は125msである。モニタなしの場合、Case1~4において制御により評価点での音圧が微増した。Case5~8については、モニタなしでも制御により評価点での音圧が低減する場合があったが、いずれもモニタありと比較して低減量が小さい結果となった。モニタありの場合、すべての計算ケースにおいて制御の開始から急速に音圧が低減し、効果を確認できた。また外乱が存在する場合でも、外乱の開始時には音圧が上昇するものの、発散することなく、その後音圧が低減した。さらに、音源が時系列変化する場合(Case2、4、6、8)においても、卓越周波数の変動に対して迅速に対応でき、制御なしの場合と比較して音圧が低減した。

以上より、モニタ用マイクを用いた振幅の調整機能により、FF型の制御方法でありながら、複数のスピーカを用いた制御が可能であること、また外乱の有無によらず制御によって音圧を低減でき、安定であることを確認した。

#### 4. 提案する制御方法による効果

制御方法をコントローラに実装し、実験室において効果を確認した。実験状況を図-9および写真-1に、実験ケースを表-2に示す。音源は2個とし、それぞれのスピーカから卓越周波数が1つの信号を出力した。制御用のスピーカは4台とし、事前の配置検討で振幅の重み係数を決定した。制御点は中心位置と対象領域内の4点の2パターンとし、高さ1.2m、1.4m、1.7mにおいて、



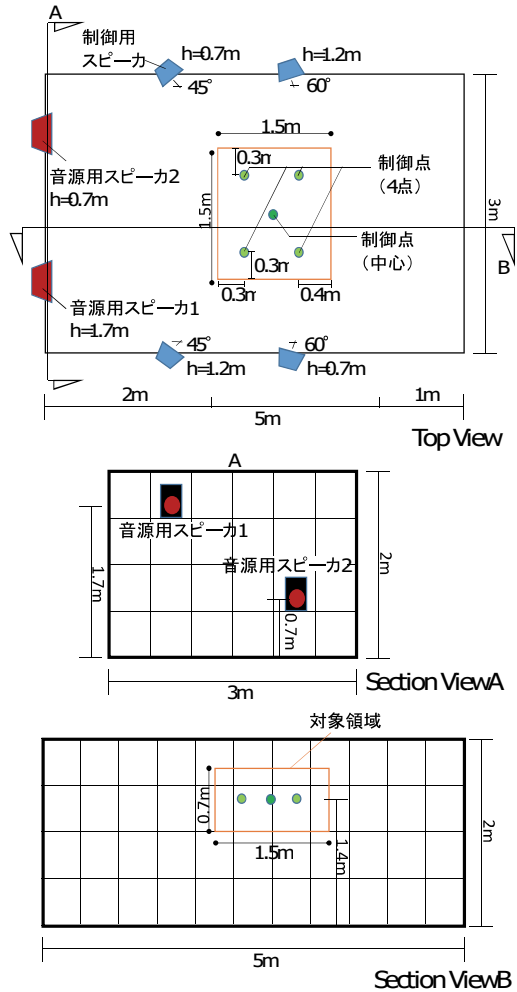


図-9 実験状況

0.5m ピッチで音圧を計測し、制御の有無による音圧差（制御による効果）を確認した。

対象領域における制御効果を図-10 に示す。制御効果は、対象領域内の各測定点（9点×計測高さ3面=27点）での効果を平均した値である。制御点が中心にある場合の方が、制御点を4点設けた場合と比較して効果が小さくなる傾向が確認できる。また、制御点の位置にかかわらず、モニタの制御により効果が向上した。250Hz で効果を比較すると、モニタありでは制御点が中心の場合は約5dB、4点の場合は約8dBとなった。

測定で確認した効果の平面分布の一例として、音源が250Hz の場合を図-11 および図-12 に示す。なお、両図とも、モニタ制御ありのケースである。図-11 より、制御点が中心の場合、制御点でもっとも効果が高く20dB を超えたが、中心から離れるにつれて効果が小さくなり、対象領域の一部では制御により音圧が増幅した。これは、制御点で音源スピーカーからの騒音と制御スピーカー音の合計が打ち消し合うのに対し、それ以外の場所では騒音とスピーカー音にずれが生じて完全には打ち消し合わないことが原因として考えられる。また、スピーカーを4台使用したため、音源スピーカーの放射方向とは反対方

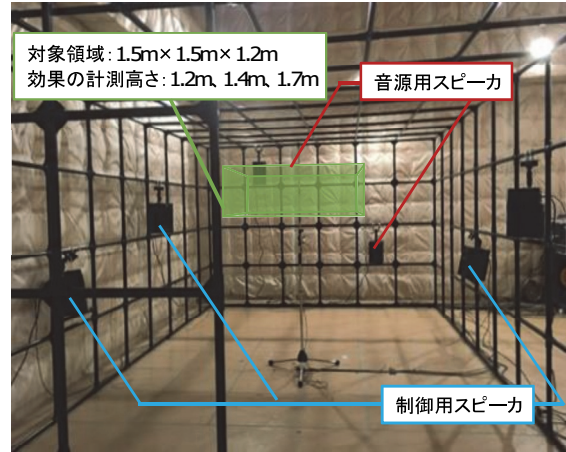


写真-1 実験状況

表-2 実験ケース

	モニタ制御	音源の周波数	制御点
Case1	なし		中心
Case2	あり	音源スピーカー1: 63Hz, 125Hz 音源スピーカー2: 250Hz	中心
Case3	なし		4点
Case4	あり		4点

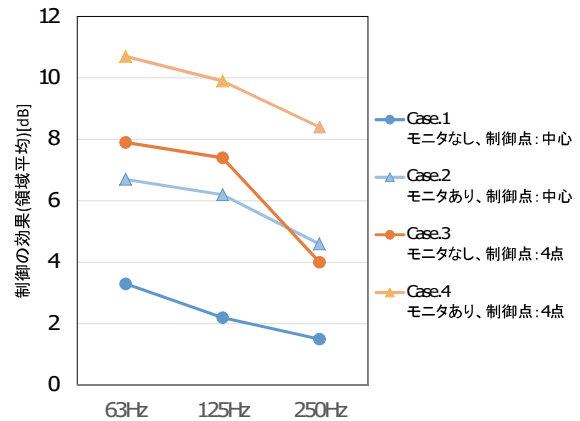


図-10 制御効果

向からも音を放射するスピーカーがあり、モニタ制御による振幅の調整では、中心以外の効果の低下および周辺での音圧増幅の傾向を抑制できなかったと考えられる。

図-12 より、制御点を対象領域内に分散させた場合、制御の効果が高い点は音源に近い位置に分布し、また対象領域内での効果の差は、制御点が中心の場合と比較して小さくなった。これは、各制御点で騒音と打ち消し合ったスピーカー音が他の点において別のスピーカー音と干渉し合うものの、モニタ制御により各スピーカー音の振幅が異なるため、増幅の傾向が抑制されたためと考えられる。

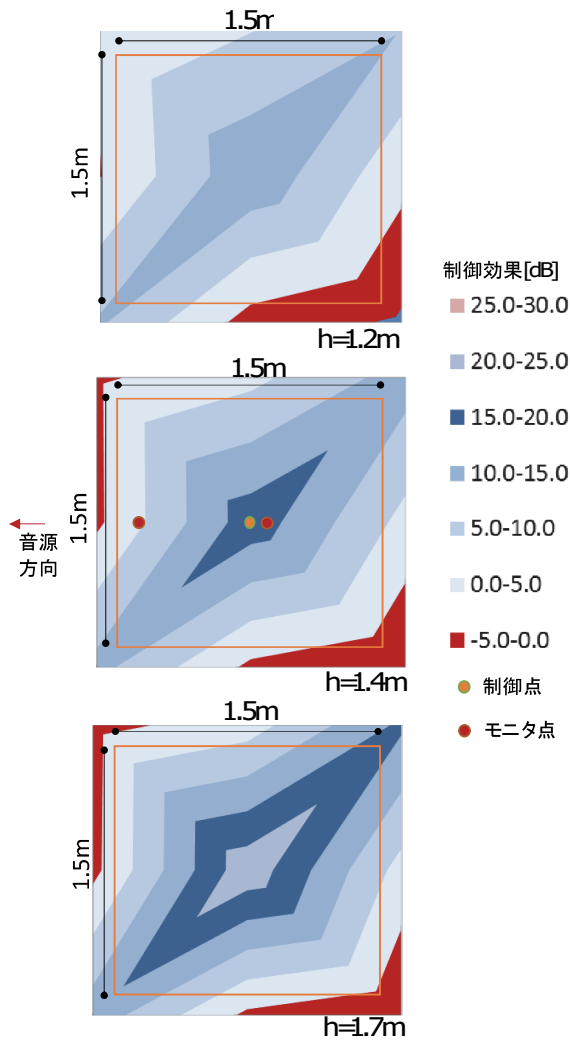


図-11 250Hz の制御効果の分布  
(モニタあり、制御点：中心)

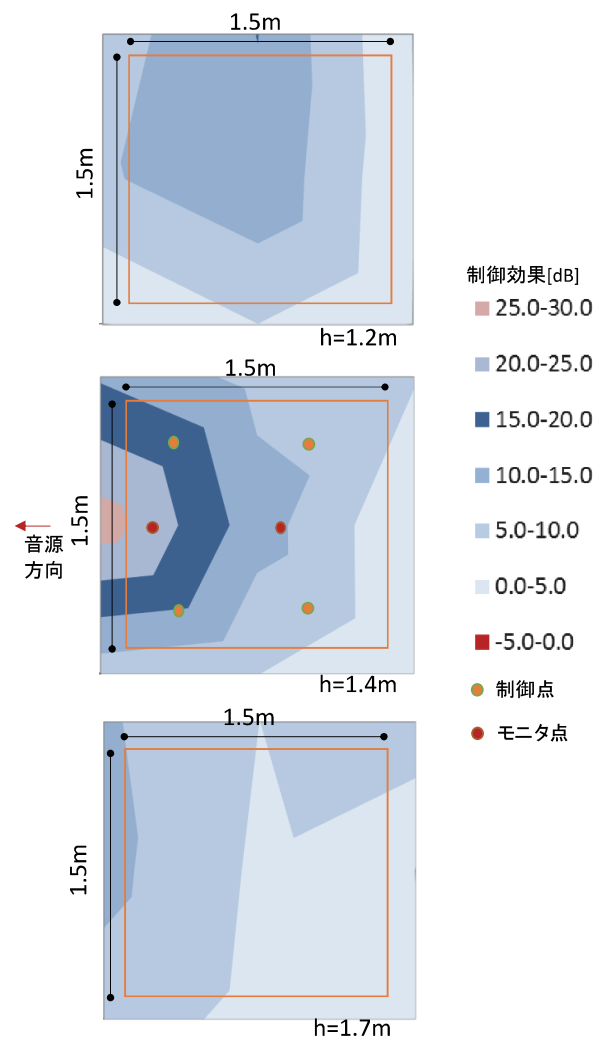


図-12 250Hz の制御効果の分布  
(モニタあり、制御点：4点)

### 5. あとがき

工場などの生産施設において、作業領域の環境改善を目的とした局所 ANC を開発した。複数のスピーカを使用した場合に、スピーカ同士の影響を抑制して対象領域の騒音を制御するモニタ制御を考案し、シミュレーションおよび実験によって効果を確認した。シミュレーションで収束の速さ、および安定性確認した結果、モニタ制御を採用しない制御方法とほぼ同等であった。また、実験により、制御点の設定によって対象領域における平均 8dB 程度の効果を確認した。

今後は、モニタ制御に用いる値について、対象領域の空間条件を加えた検討を行うなど、より制御効果を向上する検討を行う予定である。

### 【参考文献】

- 1) 金澤朗蘭、安井健治、柳沼勝夫、「フィードフォワード型能動制御による重機騒音の低減効果」、日本建築学会環境系論文集第 82 巻 732 号、pp.97-103、2017.2
- 2) 金澤朗蘭、柳沼勝夫、安井健治、稲留康一、「アクティブ・ノイズ・コントロールの制御方法に関する研究—騒音変動に対する追従性能の検討—」、奥村組技術研究年報、No.42、pp.101-106、2016.9
- 3) 金澤朗蘭、柳沼勝夫、安井健治、稲留康一、「アクティブ音場制御における制御スピーカの配置および指向性に関する研究」、奥村組技術研究年報、No.43、pp.107-112、2017.9

# 深層学習を用いた土の粒度分布推定法の基礎的研究

## Basic Study on Deep Learning Method for Estimating Soil Particle Size Distributions

岩下将也\* 大塚義一\*\*

### 要 旨

土の粒度分布は、地盤の力学的性質や締固め特性等を決める重要な指標であるが、現場で大量に発生する土に対し、高頻度に粒度分布の測定を実施することは困難である。粒子の輪郭を画像解析によって測定する推定法も提案されているが、輪郭の明確でない小粒子を含む土には対応できない。簡便な方法で小粒子も含めた土の粒度分布を推定できれば、建設工事の生産性向上につながる。本研究では、機械学習手法の一つである畳み込みニューラルネットワークを用いて、砂質土、細粒土のそれぞれの画像から粒度分布の推定を行う基礎的実験を行った。実験の結果、二乗平均平方根誤差 10%未満で粒度分布を推定できた。本稿では、実験方法、機械学習によるモデルの作成法、推定結果とその評価について報告する。

キーワード：砂質土、細粒土、粒度分布、CNN、VGG16、転移学習

### 1. まえがき

土の粒度分布は、地盤の締固め特性や透水性、液状化強度などの性質を推定する上で重要な指標の一つである。粒度分布の測定には、ふるい分析や沈降分析を行う必要があるが、建設現場の工事過程で生成される大量の土に対し、これらの分析を頻繁に実施することは困難である。粒度分布をより簡便に推定できれば、建設工事の生産性向上や、建設物、造成物の品質向上につながる。

こうした背景から、土表面の画像から粒度分布を自動的に推定する研究事例は多くあり、代表的な方法として、土表面の土粒子の輪郭を画像処理によって抽出し、そこから粒径、粒度分布を推定するものがある<sup>1)</sup>。しかし、この方法では画像から輪郭を補足できない小粒子の場合に適用できず、適用範囲は大粒子の粒度分布の推定に限られる。

近年、関連する研究として、画像分類の分野で高い性能を発揮することが知られている深層学習、畳み込みニューラルネットワーク (Convolutional Neural Network、以下、CNN) を用いて、現場発生土の画像から、土の性状を推定する研究事例が報告されている<sup>2)</sup>。

CNN の特長として、画像を判別する上で必要な種々の特徴を自動で抽出できる点がある。土表面には、粒子の集合による様々な特徴が現れており、輪郭の抽出ができない小粒子に対しても、特有の特徴を抽出し、粒度分布を推定できる可能性がある。

本研究では画像上で粒子の輪郭が判別できない小粒子を含む細粒土、砂質土の 2 種類の画像を対象に、CNN によって粒度分布を推定する実験を行った。実験の結果、適用した CNN によって、二乗平均平方根誤差 10%未満で粒度分布を推定できた。本稿では、実験方法、推定法の詳細と、推定性能の評価結果について報告する。

### 2. 実験の方針と実験フロー

#### 2.1 実験の前提

実験の適用範囲として、推定する粒度分布の区分範囲、および実験で扱う土の性質について以下のように定めた。

##### a. 推定する粒度分布の区分範囲

粒度分布の区分範囲は、ふるい分析に準じるものとした。表-1 に、JIS A 120 4:2009 「土の粒度試験方法」に規定されているふるい分析の粒径区分範囲を示す。この

表-1 ふるい分析の粒径区分

粒径範囲		粒子名	
53 mm以上	75 mm未満	粗礫	礫
37.5 mm以上	53 mm未満		
26.5 mm以上	37.5 mm未満		
19 mm以上	26.5 mm未満	中礫	
9.5 mm以上	19 mm未満		
4.75 mm以上	9.5 mm未満	細礫	
2 mm以上	4.75 mm未満		
0.85 mm以上	2 mm未満	粗砂	砂
0.425 mm以上	0.85 mm未満		
0.25 mm以上	0.425 mm未満		
0.106 mm以上	0.25 mm未満	中砂	
0.075 mm以上	0.106 mm未満		
	0.075 mm未満	細砂	
		細粒	

\*技術研究所環境研究グループ \*\*土木本部土木部環境技術室

規定では、75mm未満の土粒子を最大13種に分類可能である。

なお、0.075mm未満の土粒子については、沈降分析によってより詳細な区分に分類が可能であるが、実業務での活用性の観点から、沈降分析レベルの粒度推定は不要と考え、推定対象外とした。

b. 対象とする土の性質

土の性質には含水比や、粒子の組成なども含まれるが、これらの性質の推定は本研究の対象外とした。実験では、自然乾燥状態の土を原料とし、同じ原料を用いて粒度分布のみ変更した土（以下、混合土）を用いて、それぞれの粒度分布を推定する。

2.2 機械学習手法と作成データ

粒度分布の推定には、機械学習手法の一つである教師あり学習を用いる。教師あり学習の考え方を図-1に示す。教師あり学習では、入力値と出力値が既知であるデータセット（訓練データ）を基に、入力値を出力値に変換する計算モデルを自動的に生成する。この過程を学習という。学習後のモデルにテスト用の入力データを入れ、推定値を出力し、テストデータの真値と比較し、モデルの推定性能を評価する。実験では、混合土の画像を入力し、粒度分布を出力するモデルを構築し、推定性能を評価する。訓練データとテストデータは、以下のように考えた。

a. 訓練データ

モデルの学習を適切に行うには、訓練データに正確な情報が含まれている必要がある。ここで図-2に、混合土と、単一の粒径区分内の粒径粒子のみで構成された土（以下、単一粒径土）の3回の攪拌後の画像を示す。混合土の場合、表面に分布する粒子の構成は、攪拌するごとに変化している。土表面の粒子は、その土の粒度分布に常に対応した構成であるとは限らず、多様な特徴を示す。一方、単一粒径土は、ある範囲の粒径粒子のみが集まっているため、攪拌を繰り返しても、特徴的な一様性が保たれていることがわかる。以上の観察から、訓練データには、画像の特徴と粒径の対応が明確である単一粒径土を用いる方針とする。

b. テストデータとその評価

混合土の粒度分布の推定においても、1枚の土の表面画像から、その土全体の粒度分布を推定することは適切ではない。そのため、攪拌した複数の表面画像をテストデータとして用意し、各テストデータの粒度分布の推定結果を算術平均によって総合し、これをもって土全体の粒度分布の推定結果とする。

なお、建設現場で扱われる土は、ベルトコンベアによる運搬時や、保管容器内への堆積の過程で、土の表面が常に変化する状況が多くあり、複数の画像を総合して粒度分布を推定する考え方は、これらの状況に適用可能と考える。

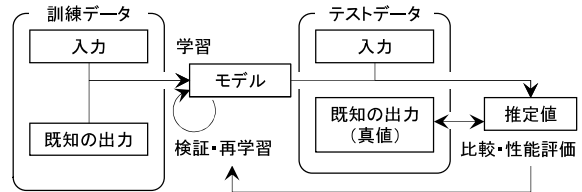


図-1 教師あり学習の考え方

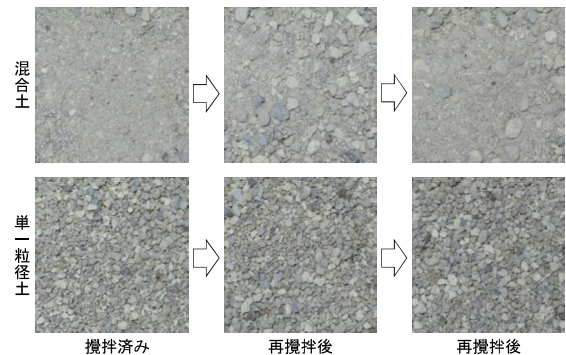


図-2 攪拌による土の特徴変化  
(上：混合土、下：単一粒径土)

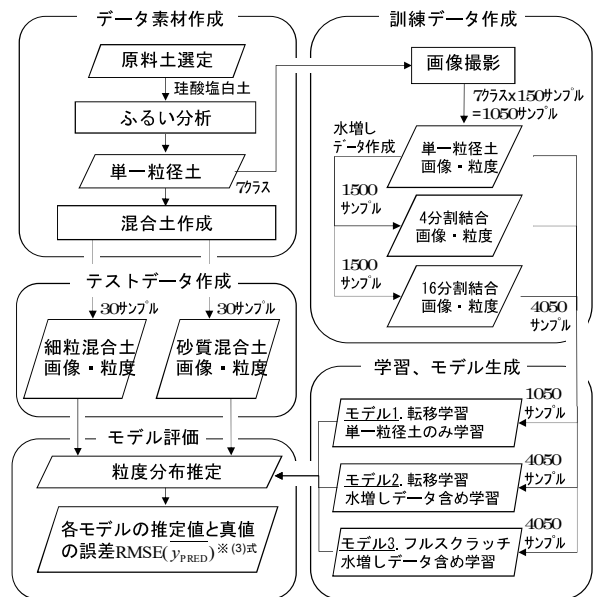


図-3 実験フロー

2.3 実験のフロー

以上を踏まえて実施した実験のフローを図-3に示す。原料土を選定し、これをふるい分析に掛け、複数種の単一粒径土を作成する。訓練データとして単一粒径土の画像と粒度のデータセットを作成した後、単一粒径土を混合し、テストデータとして、粒度分布の異なる2種類の土の画像と粒度のデータセットを作成する（3章）。続いて、訓練データを学習するモデルを設定する。その際、学習方法別に複数種を用意する（4章）。訓練データを学習した各モデルに、テスト用の混合土の画像を入力し、粒度分布の推定値とその平均値を得る。実際の粒度分布との誤差を求め各モデルの性能を総合評価する（5章）。以下、これらの実施内容について説明する。

### 3. データ作成

#### 3.1 原料土の選定とふるい分析

原料土は、ソフトシリカ社の購入土「珪酸塩白土」を選定し、目開きによってふるい分析した。原料土の写真を図-4に、原料土の粒度分布を表-2に合わせて示す。原料土は4.75mm未満の土粒子で構成され、これらを全7区分に分けた。

#### 3.2 訓練データの作成

##### a. 単一粒径土

ふるい分析によって得られた7区分の単一粒径土を容器に入れ、上方に固定したカメラ(CANON Power Shot S120)により屋内で画像を撮影し、画像処理によって224×224画素、50mm四方のサイズ(画素分解能0.22mm)に成形した。画像データは、各区分で150サンプル、合計1,050サンプル取得した。図-5に、各区分の単一粒径土の撮影画像を示す。区分1から区分5までは、画像の目視では粒径の輪郭が判別できない。

##### b. 分割・結合画像によるデータの水増し

単一粒径土の粒度分布は、該当する粒径区分の粒子が100%となるが、単一粒径土の画像とその粒度分布のみを訓練データに用いた場合、単一性そのものを特徴として学習する可能性があり、多様な粒径粒子で構成される混合土の推定に対応できない可能性がある。

限られた訓練データでモデルの性能を上げるため、訓練データに種々の変換を加え、データ量を増やす手法は「水増し」と呼ばれ広く用いられている。本実験においても、推定性能の向上を目的として水増しをした。その方法として、複数の粒径粒子を含む特徴を学習させるため、各区分の単一粒径土の画像を分割し、それらをランダムにつなぎ合わせた結合画像を作成した。作成した結合画像を図-5に示す。分割・結合数は4分割と16分割の2パターンとし、結合画像の粒度分布は、その画像に含まれる各区分の面積割合によって算出した。例えば、16枚のうち区分3の画像が4枚含まれている場合、区分3の質量率は25%となる。このようなデータセットを各分割パターンごとに1500サンプル、合計3000サンプル作成し、訓練データに加えた。

#### 3.3 テストデータの作成

続いて単一粒径土を再構成して、混合土を作成した。混合土の粒度分布を表-2に、撮影した画像サンプルを図-4に合わせて示す。すべての粒径区分の土を最低5%含むように作成した。また、土の工学分類には、細粒分50%以上で構成される細粒土と、細粒分50%未満で構成される砂質土の、大きく2種類がありことから<sup>3)</sup>、本実験の混合土もこの定義を参考に、砂質土と細粒土の2種を作成した。砂質土は細粒分5%とし、細粒土は細粒分55%とした。作成した各混合土の画像は、単一粒径土と同じ要領で各種30枚、合計60枚撮影した。



原料土 混合土(砂質土) 混合土(細粒土)

図-4 原料土写真と混合土のサンプル画像

表-2 原料土と混合土の粒度分布(質量率)

区分	1	2	3	4	5	6	7
目開き範囲 [mm]	~ 0.075	0.075 ~ 0.106	0.106 0.25 ~ 0.425	0.25 0.425 ~ 0.6	0.425 0.6 ~ 2	0.6 2 ~ 4.75	2 4.75
原料土	3%	2%	5%	4%	6%	38%	41%
混合土(砂質土)	5%	5%	10%	10%	20%	30%	20%
混合土(細粒土)	55%	15%	10%	5%	5%	5%	5%

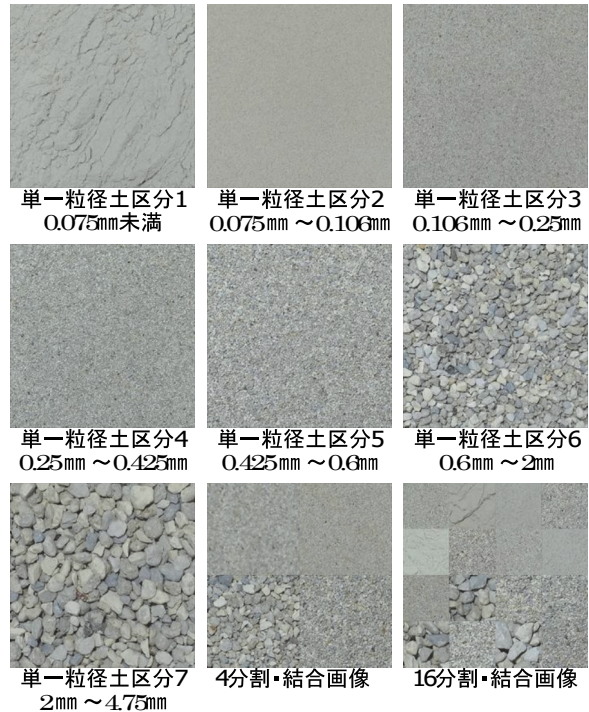


図-5 訓練データのサンプル画像

### 4. モデルの学習と推定

モデルには、高い画像認識性能を示すCNNを使用した。CNNの基本的な考え方と、本実験で適用したCNNについて示す。

#### 4.1 CNNの考え方

##### a. ニューラルネットワーク

CNNは、機械学習アルゴリズムの一つであるニューラルネットワークを発展させ、高度な画像認識を可能にした技術であり、基本構造はニューラルネットワークと同じである。ニューラルネットワークは、パーセプトロンと呼ばれる作用素をつなぎ合わせることで推論が実現される。図-6に、パーセプトロンの構成例と計算を示す。

1 次元配列の入力値  $x_m^l$  (①特徴量) と、2 次元配列  $w_{mn}^l$  (②重み) の内積をとり、1 次元配列  $b_n^l$  を加算した  $x_n^{l'}$  を求める (③内積とバイアスの加算)。求められた  $x_n^{l'}$  を、伝達関数  $f$  に入力し、その出力を新たな特徴量  $x_n^{l+1}$  として、次のパーセプトロンに渡す (④伝達関数)。このパーセプトロンを並列につないだものをレイヤー、レイヤーを複数直列につないだものを、多層パーセプトロン (MultiLayer Perceptron、以下、MLP) と呼ぶ。入力値が複数のパーセプトロンを伝達していくことで、最終的にクラス C の推定値  $y_{\text{PRED},C}$  を得る。モデルの学習においては、推定値と真値の差が小さくなるよう、重みとバイアスを探索する最小化アルゴリズムが用いられる。

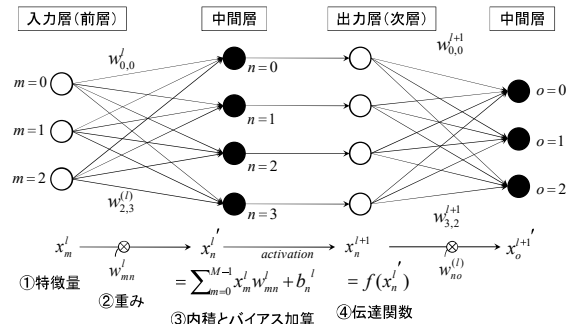


図-6 パーセプトロンの構成例と計算

b. CNN

CNN は、画像処理技術の一つである畳み込み積分の考え方をニューラルネットワークに適用したものであり、畳み込み係数を重みに用いる。CNN の構成例とその計算を図-7に示す。多くの CNN では、畳み込み層、プーリング層、全結合層の3層が備わっている。畳み込み層は、ニューラルネットワークと類似した構造を持ち、画像データ (複数の2次元配列) である3次元配列の入力特徴量  $x_{ijm}^l$  (①特徴マップ) と、4次元配列の重み  $w_{stmn}^l$  (②カーネル) に、畳み込み積分が適用される (③畳み込み)。全チャンネルの総和で、マップを集約し、バイアスを加算した  $x_{ijmn}^{l'}$  (④総和・バイアス加算) が伝達関数へ入力され (⑤伝達関数への入力)、その出力として次層の特徴マップ  $x_{ijm}^{l+1}$  が得られる (⑥次層の特徴マップ)。

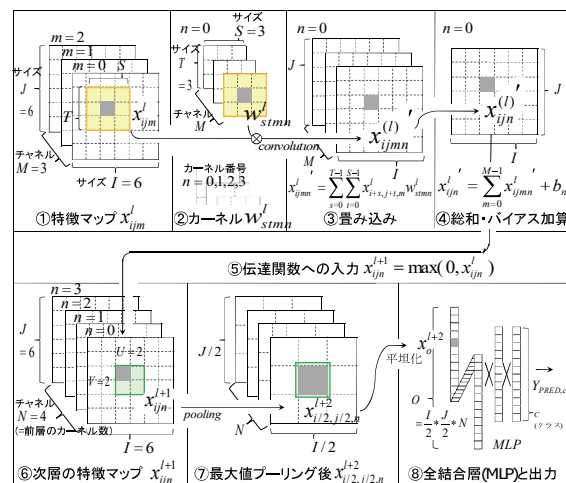


図-7 CNN の構成例と計算

カーネルの作用により、層が深まるにつれ特徴マップのチャンネルが増える。プーリング層では重要な特徴のみを抽出し、マップサイズを縮減する (⑦最大値プーリング後  $x_{i/2,j/2,n}^{l+2}$ )。畳み込み層によるチャンネルの増加とプーリング層によるマップの縮小により画像全体から多種多様な特徴が抽出される。カーネルは特徴量のフィルタの役割を果たし、畳み込み演算により、画像内を網羅的に平行移動することで、少数の重みで画像全体の局所的な特徴が効率的に抽出される。最終的に出力された特徴マップは1次元配列に変換 (平坦化) され、全結合層と呼ばれる MLP を経て、出力  $y_{\text{PRED},C}$  が得られる (⑧全結合層(MLP)と出力)。

c. CNN のモデル例

CNN のネットワーク構造は様々なものが提案されている。代表的な CNN の一つである VGG16<sup>4)</sup> の構造を図-8に示す。224×224画素、3チャンネルの画像に対し、3×3の微小な画素のカーネルを複数含む2~3層の畳み込み層と1層のプーリング層からなる5つのブロックを経て、7×7画素、512チャンネルの特徴マップが生成される。これを平坦化した25,088の特徴量を3層の全結合層に接続することで、1,000クラスの出力をする設計となっている。2015年に公表されて以降、画像分類の性能の

■VGG16畳み込み層、プーリング層

	特徴マップ X			カーネル W			プーリング	
	サイズ	チャネル	サイズ	チャネル	個数			
	I	J	M	S	T	N		
畳み込みレイヤー-1	224	224	3	3	3	3	64	
畳み込みレイヤー-2	224	224	64	3	3	64	64	
最大値プーリング1	224	224	64				最大値抽出, サイズ縮小(1/2)	
畳み込みレイヤー-3	112	112	64	3	3	64	128	
畳み込みレイヤー-4	112	112	128	3	3	128	128	
最大値プーリング2	112	112	128				最大値抽出, サイズ縮小(1/2)	
畳み込みレイヤー-5	56	56	128	3	3	128	256	
畳み込みレイヤー-6	56	56	256	3	3	256	256	
畳み込みレイヤー-7	56	56	256	3	3	256	256	
最大値プーリング3	56	56	256				最大値抽出, サイズ縮小(1/2)	
畳み込みレイヤー-8	28	28	256	3	3	256	512	
畳み込みレイヤー-9	28	28	512	3	3	512	512	
畳み込みレイヤー-10	28	28	512	3	3	512	512	
最大値プーリング4	28	28	512				最大値抽出, サイズ縮小(1/2)	
畳み込みレイヤー-11	14	14	512	3	3	512	512	
畳み込みレイヤー-12	14	14	512	3	3	512	512	
畳み込みレイヤー-13	14	14	512	3	3	512	512	
最大値プーリング5	14	14	512				最大値抽出, サイズ縮小(1/2)	
抽出特徴量	7	7	512					

■実験用全結合層

	特徴量 X
全結合層3	1000
全結合層4	1000
全結合層5	256
全結合層6	256
出力層	7

■VGG16全結合層

	特徴量 X
平坦化(7×7×512)	25,088
全結合層1	4,096
全結合層2	4,096
出力層	1,000

接続

図-8 VGG16 の構造と本実験の転移学習構成

高さ、ネットワークの簡潔さ、ライセンス制約の少なさ等から、広く使用されている CNN モデルの一つである。

## 4.2 実験に適用した CNN

### a. ネットワーク構成

本実験で適用した CNN は VGG16 をベースとし、全7区分を出力できるよう、新たに全結合層を作成し、既存の全結合層2に接続した(図-8、実験用全結合層)。

### b. 出力層の伝達関数

出力層の伝達関数には(1)式で示すソフトマックス関数を用いた。

$$y_{\text{PRED},c} = \frac{e^{x_c}}{\sum_{n=1}^N e^{x_n}} = \frac{1}{1 + \exp(-x_c + \log D)} \quad (1)$$

(ただし  $D = \sum_{n=1}^N e^{x_n} - e^{x_c}$ )

$x_n$ : 区分  $n$  の出力層の入力値

$n$ : 区分番号

$c$ : 推定粒径区分

$N$ : 区分総数(= 7)

ソフトマックス関数は、入力  $x_c$  を変数とする標準シグモイド関数を、変数軸の方向に  $\log D$  平行移動したものである。定義域  $(-\infty, \infty)$  において値域  $(0, 1)$  で分布する増加関数の特徴と、全クラスの出力の総和が 1 となる特徴の 2 つを備えており、任意の実数を入力として、各クラスの確率分布を出力する伝達関数として使用されることが多い。本実験のモデルの推定値は粒度分布、つまり 0~100% の間で分布する各粒径区分ごとの粒子の質量率であり、それらの総和は 100% となることから、ソフトマックス関数が適用できる。

### c. 転移学習の適用と訓練データの変更

VGG16 は、汎用的な対象物の分類を目的として作成された大量の画像データセットの学習によって、高い性能があることが検証されており、検証の際に使用された学習済みのネットワークが商用利用可能なライセンスで公開されている。学習済みのネットワークを部分的に用い、残りのネットワークに新たな学習をすることで、少量の訓練データであっても、比較的高性能なモデルが生成できる。この手法は転移学習と呼ばれ、大量の訓練データの用意と膨大な学習時間が課題となる AI 開発の現場においても広く用いられている。

本実験では、すべての層を実験用の訓練データのみで学習する場合(フルスクラッチ)と、畳込み層に学習済みの VGG16 ネットワークを用い(図-8、網かけ部)、全結合層のみを実験用訓練データで学習する場合(転移学習)について推定性能を出し、その違いを確認する。また、これと合わせ、3.2 節で述べた分割結合画像によるデータの水増しの有効性も確認するため、水増しデータの学習の有無で、推定性能の違いを確認する。

本実験のモデルの学習パターンを表-3に示す。モデル1とモデル2を比較し、水増しの有効性を、モデル2とモデル3を比較し、転移学習の有効性を確認する。

表-3 モデルの学習パターン

	転移学習	結合画像の水増し
モデル1	使用	不使用
モデル2	使用	使用
モデル3	不使用	使用

## 5. モデルの推定結果と性能評価

### 5.1 推定方法

砂質土、細粒土の各区分の推定は 2.2 節で述べた通り、全画像の推定値の算術平均値を採用し、(2)式によって算出する。

$$\overline{y_{\text{PRED},c}} = \frac{1}{K} \sum_{k=1}^K y_{\text{PRED},c,k} \quad (2)$$

$k$ : 推定用画像サンプル番号

$K$ : 推定用画像サンプル総数(= 30)

### 5.2 モデルの評価方法

各モデルの推定性能は、砂質土、細粒土それぞれの粒度分布の真値  $y_{\text{TRUE}}$  に対する、推定結果  $\overline{y_{\text{PRED},c}}$  の二乗平均平方根誤差 (Root Mean Square Error、以下、RMSE) を用いて評価し、(3)式で算出する。

$$\text{RMSE}(\overline{y_{\text{PRED}}}) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{c=1}^N (y_{\text{TRUE},c} - \overline{y_{\text{PRED},c}})^2} \quad (3)$$

### 5.3 推定結果および評価

モデル1、モデル2、モデル3の砂質土、細粒土の7区分の推定結果を曲線に示したものを次ページの図-9、図-10、図-11に示す。各図の上のグラフは、粒径区分内の粒子の割合を区分の上限値の位置にプロットしたもの、下のグラフはその累積である粒径加積曲線(プロット粒径未満の粒子が含まれる割合)を示している。考察の参考として、各30サンプルそれぞれの推定結果も合わせて載せている。

#### a. 各30サンプルの推定結果

モデル1では、各サンプルの推定値の分布範囲が大きく、質量率が際立って高い曲線が多数ある。混合土の画像の多くには、様々な粒径粒子が混在しているため、この結果は訓練データの単一粒径土特有の分布が学習された結果と考えられる。また、砂質土と細粒土で、類似の推定曲線があり、各サンプルの推定曲線のみでは、砂質土と細粒土の特徴を分類できていない。モデル2の推定曲線は、モデル1と比較して分布範囲が狭くなっている。また、細粒土と砂質土の推定曲線が重複することはなく、各サンプルの推定曲線だけを見ても、2種の土の特徴を区別することが可能である。なお、この特徴はモデル3でも共通している。

b. 全サンプル平均による推定結果

いずれのモデルも 30 サンプルの全平均を取ると、真値の粒度分布に近いトレンドが得られている。ただし、細粒土に関しては、全モデルに共通して細粒分の割合が過大に推定されている。この原因として、細粒粒子の付着が考えられる。一般に、粒子が小さくなると、付着力（分子間力）が重力を上回り、粒子が周辺物体に付着しやすくなる。図-12 に示すように、細粒分の割合が多い細粒土では、礫分などの大粒子に細粒粒子が付着することで、大粒子の画像上の特徴がほとんど失われていると考えられる。複数の粒径粒子の混合した土では、単純な画像結合では補えない変化が起こり得るため、細粒粒子の付着性などを考慮した訓練データの作成も検討が必要と考える。

c. 各モデルの誤差評価

各モデルの誤差の比較結果を図-13 に示す。モデル1と比較し、モデル2の誤差が小さくなっていることから画像結合による訓練データの水増しは、モデルの推定性能を向上させる上で、有効な手法と考えられる。一方、モデル2とモデル3の誤差の違いはわずかである。

付着粒子に関する考察で述べた通り、推定誤差を少なくするためには、より多様な訓練データが必要と考えられる。データの質、量が十分にあれば転移学習の有効性が低下する可能性もあり、訓練データの質、量を高めた上で再度、比較検討が必要と考えている。

6. まとめ

輪郭を判別できない土粒子が含まれる砂質土、細粒土を対象に、CNN を用いて単一粒径土とその結合画像を訓練データとした推定モデルを生成した。画像の分割結合による水増しと、転移学習を用いることで、RMSE 10%未満で粒度分布を推定した。1 種類の原料土から作成した 2 種類の土のみの実験結果であるため、今後は実用に向けて土の種類を増やした研究を進めたい。

【参考文献】

- 1) 川野健一、藤崎勝利、黒沼 出、岡本道孝、小林弘明、「デジタルカメラ画像を用いたロック材の粒度解析システム」、土木学会第 67 回年次学術講演会、pp.363-364、VI-182、2012
- 2) 本間伸一、森田順也、吉迫和生、本田和之、「ディープラーニングを用いた画像解析による土砂性状判別」、2018 年度人工知能学会全国大会（第 32 回）、4M1-02
- 3) 国土技術研究センター、「河川土工マニュアル平成 21 年 4 月 改訂版」、p.573、2010
- 4) K. Simonyan, et.al 「VERY DEEP CONVOLUTIONAL NETWORKS FOR LARGE-SCALE IMAGE RECOGNITION」、arXiv:1409.1556v6 [cs.CV]、2015 年 4 月

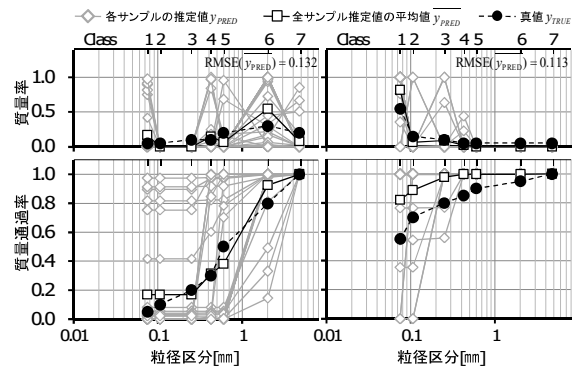


図-9 モデル1 推定結果(左:砂質土,右:細粒土)

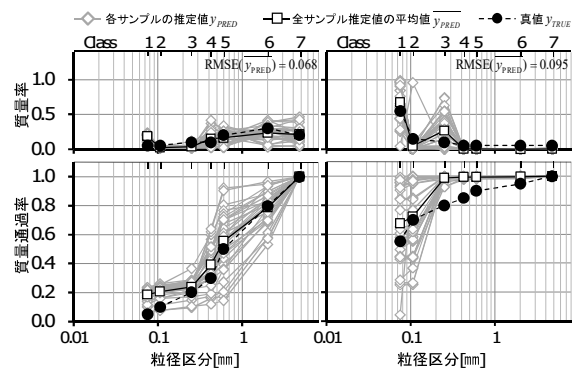


図-10 モデル2 推定結果(左:砂質土,右:細粒土)

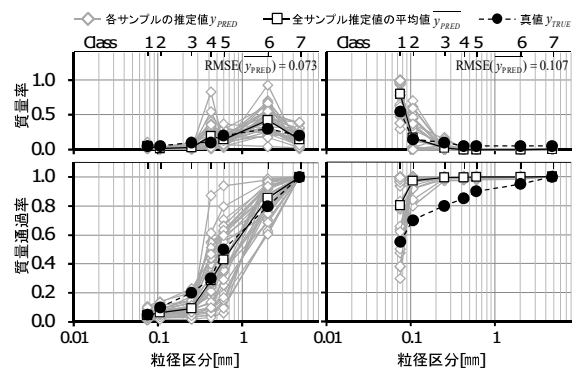


図-11 モデル3 推定結果(左:砂質土,右:細粒土)

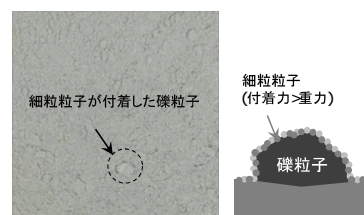


図-12 細粒粒子の付着による大粒子の特徴変化

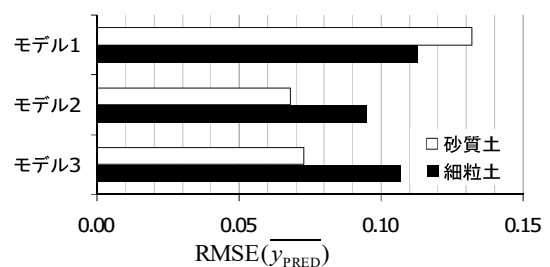


図-13 各モデルの誤差比較



# 土中有機物の劣化促進試験および分析方法の検討

## －中間貯蔵土壌等の再利用方法に関する基礎的評価－

### Examinations to Promote Decomposition and Analysis Methods

#### for Soil Containing Organic Matter

#### - Basic Evaluation of Reuse Method for Intermediate Storage Facility Soil -

今井亮介\* 小西正郎\*\* 清水祐也\* 白石祐彰\*\*\*

#### 要旨

中間貯蔵施設に貯蔵される除染で発生した土壌や、近年多発する豪雨などで発生する災害土砂は、再生利用資材として活用が望まれている。しかし、これら土壌や土砂には一般的に用いられる埋戻し土よりも草木などが多く含まれていることが多い。また、中間貯蔵施設に貯蔵される土壌には、土質改質材に含まれる吸水性樹脂などが含まれる場合もある。有機物であるこれら草木や吸水性樹脂が長期的にどのように変化し、土壌の特性に影響を及ぼすかについては不明な点が多い。そこで本研究では、土壌中の有機物の分解などの長期的変化を「劣化」と位置づけ、劣化を短時間で再現する方法（劣化促進試験）とその変化を評価する方法（劣化指標）を具体化することを目的とし、複数の試験と分析を行った。その結果、高温高压処理により有機物の劣化を促進できる可能性があること、化学的酸素要求量測定やスペクトル分析により有機物の劣化を評価できる可能性があることを明らかにした。また、土壌に有機物が混在していると、一軸圧縮強度などが増加するものの、長期的にはその増加量が減少し、再生利用した初期の資材としての品質が低下する可能性があることなどの知見を得ることもできた。ここでは、これらの試験方法や分析評価結果について報告する。

キーワード：中間貯蔵施設、有機物、吸水性樹脂、促進試験、分析

#### 1. まえがき

2011年3月11日の東日本大震災に伴う福島第一原発事故から8年が経過し、放射性物質汚染からの回復を目指した除染事業では、2018年3月で帰還困難区域を除く地域の面的除染が完了した。これら除染事業で発生した除去土壌はおよそ1,330万m<sup>3</sup>と推定されており、2017年より中間貯蔵施設への輸送が開始されている。中間貯蔵事業では、これら除去土壌を貯蔵施設に保管し30年以内に福島県外に最終処分する方針が、環境省により示されている。また、この最終処分量の減容化を進め、放射能濃度が低い土壌を有効に再生利用する検討が進められている<sup>1)2)</sup>。

しかしながら、中間貯蔵施設に貯蔵される除染作業で発生した土壌（以下、中間貯蔵土壌）は、水田や畑等の農耕地を含む土地の表面を概ね5cm程度はぎ取った土壌であるため、草木や根、落葉などを多く含んでいる。貯蔵施設に埋め立てられる前にふるい機で異物を取り除いてはいるものの、細かい有機物が土壌中に残存する可

能性が高い。また、これら異物除去を行う過程で粘性土分の多い土壌は改質されるが、この改質には吸水性樹脂等の含水調整剤が用いられている<sup>1)2)</sup>。

一方、近年、豪雨や地震に伴う土砂災害が多発している。2018年7月の西日本豪雨では、大量の廃棄物混入土砂が発生し、これら廃棄物混入土砂から草木等の異物を取り除き埋め立てる事業が進められている。これらの事業においても埋め立て前にふるい分けや手選別により、異物が取り除かれるものの、やはり細かい異物が残存する可能性が高い。遠藤らは、東日本大震災に伴う大津波で発生した混合廃棄物由来の災害土砂をふるい分けした分別土（20mmふるいを通過した処理物）の有機物量を示す強熱減量は9.7%であったと報告している<sup>3)</sup>。

しかし、これら有機物が長期的にどのように変化し、土壌の資材としての強度などの特性に影響を及ぼすかについては不明な点が多い。そこで、これらの有機物を含む土壌を効率よく利用するために、土中の有機物の長期的変化を把握することを目的とし、以下の3種の試験と分析を行った。本報では、これら試験の結果と得られた

\* 土木本部 土木部 環境技術室 \*\* 技術研究所 \*\*\* 技術研究所 環境研究グループ

知見について報告する。

- ①有機物が土中で H<sub>2</sub>O や CO<sub>2</sub> に分解される長期的変化（以下、劣化）を短時間で再現する方法（劣化促進試験）の検討
- ②汎用的な分析方法で劣化を評価する方法（劣化指標）の検討
- ③有機物を含む模擬土壌の土質試験

## 2. 試験概要と使用材料

### 2.1 試験概要

#### a. 劣化促進試験の検討

##### (a) 高温高压処理試験

土壌中の植物片などの有機物は、土壌中の分解者（土壌動物や微生物など）によって分解される。有機物を水分の存在する高温高压環境下におくことにより、分解が促進される可能性があると考えて、高温高压処理試験を行った。

##### (b) 紫外線照射試験

紫外線は水処理等の分野で有機物を分解処理する手段として用いられており、同様に分解が促進される可能性があると考え、紫外線照射試験を行った。

#### b. 有機物の変化を評価する試験の検討

劣化促進試験による有機物の変化を評価する指標として以下の項目について測定を行った。

- ①全有機炭素量（TOC）
- ②強熱減量
- ③生物化学的酸素要求量（BOD）
- ④化学的酸素要求量（COD）
- ⑤赤外分光分析（IR 法）
- ⑥ゲル浸透クロマトグラフィー分析（GPC）
- ⑦紫外可視分光分析（UV-Vis）

#### c. 有機物を含む模擬土壌の土質試験

農耕地から採取した土壌に、高温高压処理した供試体を混合して模擬土壌を作成し、以下の土質試験を行った。

- ①コーン貫入試験
- ②1 軸圧縮試験
- ③コンシステンシー試験

### 2.2 使用材料

有機物として、ひのき、広葉樹、稲わらおよび吸水性樹脂を対象として試験を行った。使用した有機物試料を写真-1に、使用材料の諸元を表-1に示す。

## 3. 有機物の分解などの長期的変化を短時間で再現する方法（劣化促進試験）の検討

### 3.1 高温高压処理試験

#### a. 試験方法

試験は、写真-2、表-2に示す亜臨界水処理装置を

用いて実施した。有機物試料と精製水を 1：20 の重量比で混合し所定の温度（200 ℃）と圧力（1.0 MPa）を加えて処理を実施した。表-3に処理試験の設定条件を示す。



写真-1 使用した有機物試料

表-1 使用材料の諸元

ひのきチップ	
製品目	ひのきのふかふかマット
製作会社	スドー株式会社
容量	10 L
広葉樹チップ	
製品目	広葉樹おがくず
製作会社	株式会社鈴友林業
容量	6 kg 前後
稲わら	
製品目	敷きわら
製作会社	洛陽
容量	20 L
吸水性樹脂	
製品目	サンフレッシュ ST-500D
製作会社	SDP グローバル株式会社
成分	アクリル酸重合体部分ナトリウム塩架橋物 97%
形状	粉末状
色	白色
臭い	ほとんど無臭
pH	6.1（製品の0.5%生理食塩水分散液）



写真-2 亜臨界水処理装置

表-2 亜臨界水処理装置の仕様

品名	亜臨界水処理装置
製作会社	株式会社協真エンジニアリング
加熱方式	加熱ヒータ+温度調節器
温度範囲	室温~MAX300℃
圧力範囲	外気圧~3.5 MPa
内筒	ステンレス製 φ115 mm×H155 mm

表-3 高温高圧処理の設定条件

供試体	設定温度	設定圧	加熱時間
有機物試料 20 g 精製水 400 g	200℃	1.0 MPa	160 分

b. 試験状況

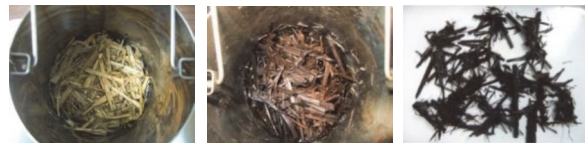
高温高圧処理を行うことにより、ひのきチップ、広葉樹チップ、および稲わらは茶褐色に変色し、より砕けやすくなるなどの性状の変化が確認された。

一方、吸水性樹脂は精製水を混合すると、膨潤して水分すべてを含み、容器を水平に倒してもほとんど変形しない程度のゼリー状になった。これを高温高圧処理すると、若干褐色を帯び、その粘性が低下するものの、常温まで温度が下がると処理前とほぼ同様の性状に戻った。さらに、乾燥炉（100℃）で乾燥すると固形化して表面が褐色になった。しかしながら、固形化した試料を粉砕して水分を加えると、再び水分を吸収して膨潤した。

4種の試料のうち、ひのきチップ、稲わら、および吸水性樹脂について、高温高圧処理を行った試料の状況（処理前、処理後、および処理後試料を100℃乾燥）を写真-3、写真-4、写真-5に示す。



処理前 処理後 乾燥後  
写真-3 ひのきチップの高温高圧処理状況



処理前 処理後 乾燥後  
写真-4 稲わらの高温高圧処理状況



処理前 処理後 乾燥後  
写真-5 吸水性樹脂の高温高圧処理状況

3.2 紫外線照射試験

a. 試験方法

試験は促進耐候性試験機（ダイブラ・ウィンテス(株)製 SWM-04)を用いて実施した。有機物試料（ひのき、稲わら、広葉樹および吸水性樹脂）をステンレス製の容器に入れ、紫外線（照射照度 450 W/m<sup>2</sup>）を72時間照射した。これは、約6ヶ月分の紫外線照射量に相当する<sup>4)</sup>。また、自然環境下での影響を再現するため、100 mL/hrで散水するケースと散水しないケースの2通りの試験を行った。試験の条件を表-4に試験機を写真-6に、試験状況を写真-7に示す。

b. 試験状況

紫外線照射を行うことにより、ひのき、稲わら、広葉樹は色が濃くなり、散水ありのケースでより濃い色となった。なお、触感や形状に変化は認められなかった。吸水性樹脂に関しては、色の変化はないが、表面が硬質となった。特に散水ありのケースでより硬くなり、手で切断することが困難となった。

表-4 紫外線照射試験の設定条件

項目	条件
光源	メタルハライド
試験温度	20℃
照射照度	450 W/m <sup>2</sup>
照射時間	3日間 (72時間)
積算照射量	1.62 MJ/m <sup>2</sup> /hr (合計 116.64 MJ/m <sup>2</sup> 約6ヶ月相当)
散水	あり (100 mL/hr)・なしの2通りで実施



写真-6 促進耐候性試験機 写真-7 試験状況

4. 汎用的な分析方法で劣化を評価する方法（劣化指標）の検討

4.1 分析方法

提案する2種の劣化促進試験を行い、試料の外観の変化が大きい高温高圧処理試験を行った4種類の有機物について、各種分析を行った。分析は、試料の有機物量を直接測定する全有機炭素（TOC）測定と強熱減量測定、水質の分析で用いられる有機物による汚れの尺度となる生物化学的酸素要求量（BOD）と化学的酸素要求量

(COD) の測定などの比較的汎用的に行われる分析方法 4 種を行った。また、赤外分光分析 (IR 法)、紫外可視分光分析 (UV-Vis)、および浸透クロマトグラフィー分析 (GPC) の 3 種のスペクトル分析を行った。

なお、紫外線照射試験を行った 4 種類の有機物については、赤外分光分析 (IR 法) のみを実施した。

実施した各種分析と対象試料を表-5 に示す。

表-5 各種分析と対象試料一覧

分析項目	試験方法他	対象試料*	
		高温高圧処理	紫外線照射
全有機炭素 (TOC)	JIS K0102 21 22.1 燃焼酸化-赤外線式TOC分析法	○	
強熱減量	750℃強熱灰化法 試料の蒸発残留物を測定	○	
生物化学的酸素要求量 (BOD)※	JIS K0102 21 及び 32.3 ウインクラ-アジ化ナトリウム変法	○	
化学的酸素要求量 (COD)※	JIS K0102 20.1 2クロム酸カリウム (K <sub>2</sub> Cr <sub>2</sub> O <sub>7</sub> ) を使用した測定 (COD <sub>Cr</sub> )	○	
赤外分光分析 (IR法)	固形分をFT-IR分光計で測定 測定器: IRAffinity-1S (株式会社 製作所)	○	○
紫外可視分光分析 (UV-Vis)	試料からの浸出水 (30℃、 80℃) を紫外可視分光計で測定 測定器: FP-6500 (日本分光株)	○	
ゲル浸透クロマトグラフィー分析 (GPC)	試料からの浸出水 (30℃、 80℃) をGPC測定器にて測定 測定器: Waters 2414 (Waters Corporation)	○	

※各分析は処理の前後の試料について実施した

## 4.2 分析結果

### a. 全有機炭素 (TOC)

各試料の高温高圧処理前後の全有機炭素 (TOC) 測定結果を図-1 に示す。処理後に各試料の TOC が増加する結果が得られた。特に吸水性樹脂は測定値が大きく増加する結果が得られた。

### b. 強熱減量

各試料の高温高圧処理前後の強熱減量試験 (750℃) の結果を図-2 に示す。ひのきは処理前後ともに 100%、広葉樹は処理前が 99%、処理後が 83%、稲わらは処理前後とも約 90% の減量結果が得られた。自然由来の有機物はそのほとんどが燃焼して分解されたと考えられる。一方、吸水性樹脂は処理前後ともに約 60% の減量 (40% 程度が残留) となる結果が得られた。

### c. 生物化学的酸素要求量 (BOD)

BOD と後述する COD の測定は、固形試料を粉砕し、精製水と混合して測定を行い、固形試料単位重量当たりの換算値を示している。

各試料の高温高圧処理前後の生物化学的酸素要求量 (BOD) 換算値の測定結果を図-3 に示す。自然由来の有機物 (ひのき、広葉樹、稲わら) は、測定値が増加するものと減少するものと様々な結果に分かれた。一方、吸水性樹脂は処理前後ともに測定値が検出限界以下であった。

### d. 化学的酸素要求量 (COD)

各試料の高温高圧処理前後の化学的酸素要求量 (COD) 換算値の測定結果を図-4 に示す。すべての試料で、処理後に測定値が増加する結果が得られた。

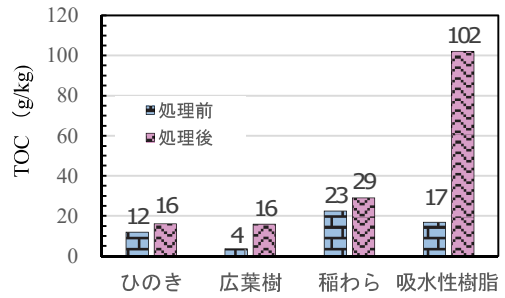


図-1 高温高圧処理前後の TOC 測定結果

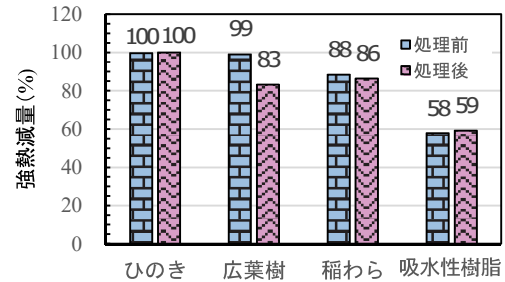


図-2 高温高圧処理前後の強熱減量試験結果

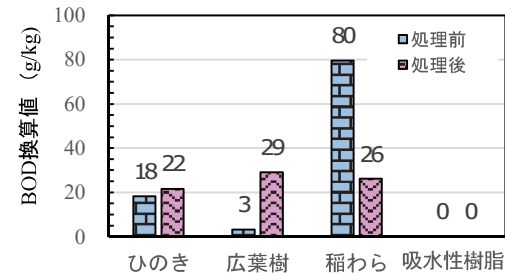


図-3 高温高圧処理前後の BOD 測定結果

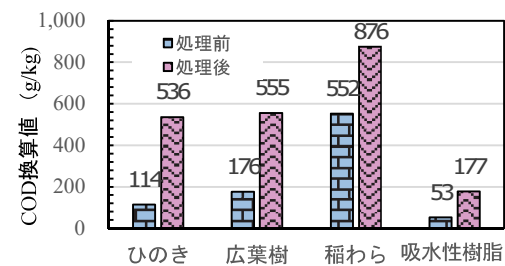


図-4 高温高圧処理前後の COD 測定結果

### e. 赤外分光分析 (IR 法)

赤外分光法は、物質に赤外光を照射し、透過または反射した光を測定することで、試料の構造解析や定量を行う分析手法である。分析により水酸基などの官能基のピークが一定の波数域に検出されるため、そのピークを解析することで、化合物の部分的な構造を推定することができる。各試料の高温高圧処理前後の赤外分光分析 (IR 法、縦軸は透過度 %T) の測定結果を図-5 に示す。自然由来の有機物であるひのき、広葉樹、稲わらでは、O-H (水酸基)、C=O (カルボニル基)、C-O の変化を示唆する IR スペクトルの変化が確認された。一方、吸水

性樹脂では、O-H（水酸基）とC=O（カルボニル基）の相対強度が変化することを示す結果が得られた。

紫外線照射した各試料のIR分析では、自然由来の有機物であるひのき、広葉樹、稲わら試料について、明確なIRスペクトル変化は認められなかった。しかし、吸水性樹脂については、その変化が認められた。図-6に吸水性樹脂の紫外線照射処理前後のIR分析結果を示す。処理後試料のIRスペクトルに、3か所の変化が見られた。

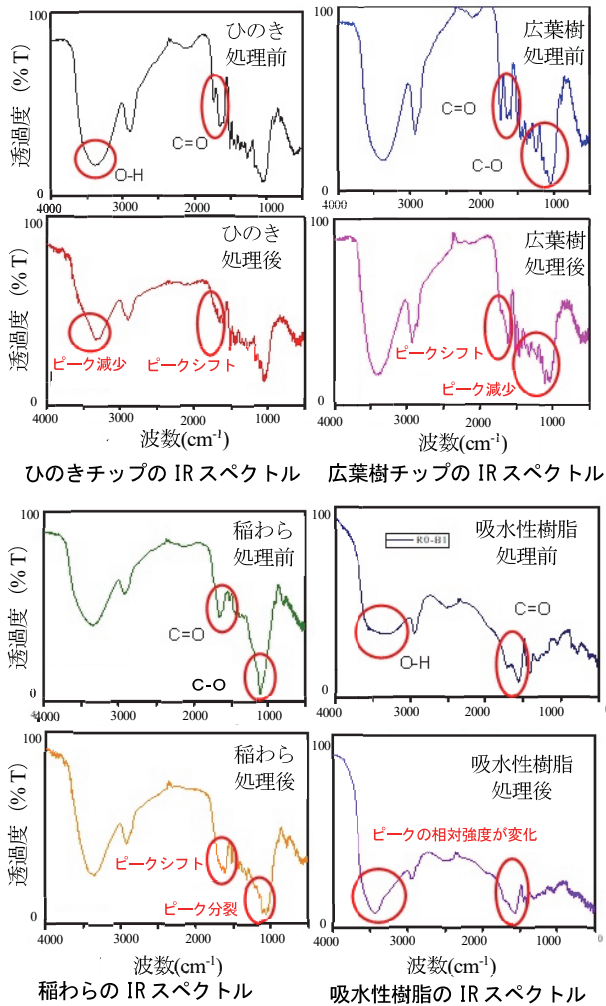


図-5 高温高圧処理前後のIR分析結果

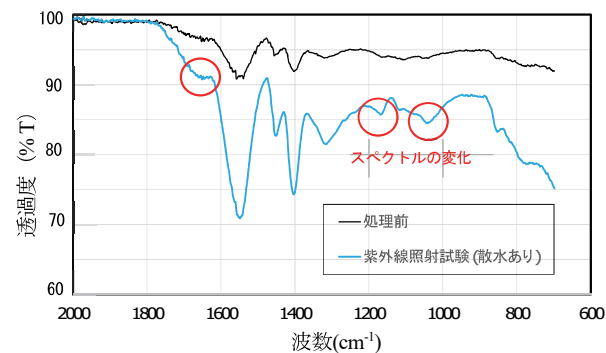


図-6 吸水性樹脂の紫外線照射処理前後のIR分析結果

f. 紫外可視分光分析 (UV-Vis)

UV-Vis は、波長ごとに分けた光を測定試料に照射し、試料を透過した光の強度を測定する方法で、浸出してきたフェノール性分子や色素成分を定量化できる。

高温高圧処理前後の試料 10 mg と水 20 mL を混合し、30°C と 80°C で 5 時間保温した後に、ろ過した浸出水試料を分析した。UV-Vis の分析結果を図-7に示す。自然由来の有機物であるひのき、広葉樹、稲わらの処理後試料では、スペクトルの波長 280 nm 付近にピークが出現し、フェノール性分子が浸出していると推定される。この分子は 30°C の浸出液に比べて 80°C の浸出液のほうが多く浸出している傾向にあるが、その増加量は試料によって異なる結果であった。一方、吸水性樹脂では、処理前後の試料ともにスペクトルにピークが見られなかった。

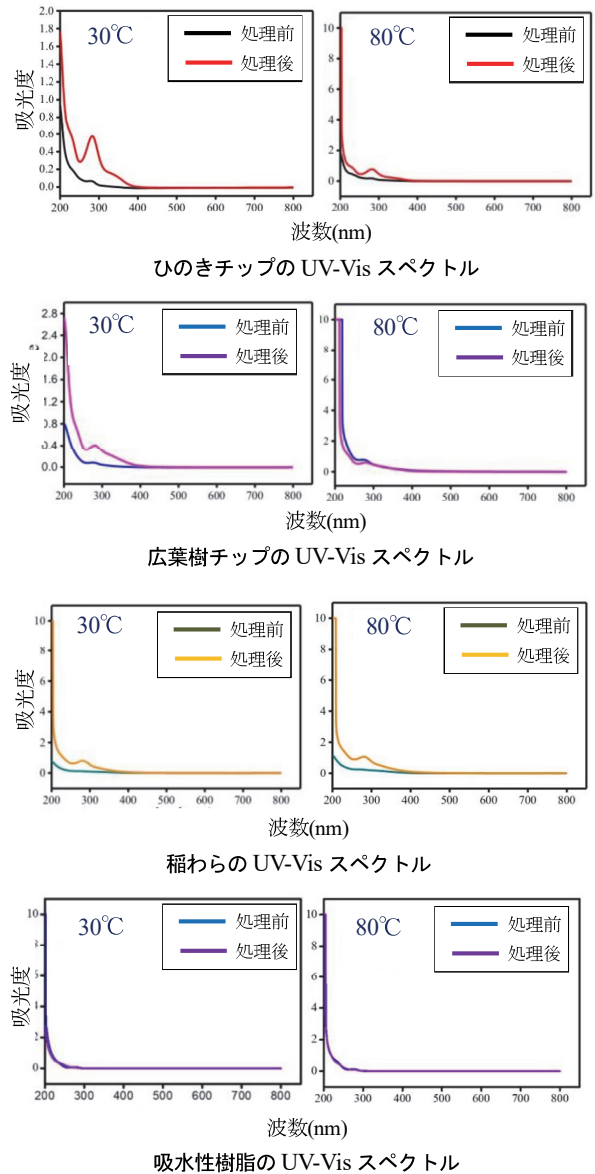


図-7 高温高圧処理前後のUV-Vis分析結果

g. ゲル浸透クロマトグラフィー分析 (GPC)

ゲル浸透クロマトグラフィー分析 (GPC) は、ポリマーの分子量測定法として最も広く用いられている方法である。分子サイズの差で分離を行う液体クロマトグラフィーの一種であり、液中の分子量の分布などを測定することができる。本試験では UV-Vis 分析と同様に、高温高圧処理前後の試料を水と混合し 30℃と 80℃で保温した浸出液の分子量が 100 から 20 万までの物資の測定を行った。今回の分析では、ひのきチップの高温高圧処理後の試料の 80℃浸出液からは 100 および 1000 程度の分子量の分子が、稲わらの高温高圧処理後の試料の 80℃浸出液からは 1000 および 20 万程度の分子量の分子が浸出していることを確認した。

5. 有機物を含む模擬土壌の土質試験

5.1 試験概要

前述の劣化促進試験と各種分析より、高温高圧処理した自然由来の有機物が分解されている可能性が高いと考え、処理前後の有機物試料 (広葉樹チップ、稲わら) を土壌と混合し、各種土質試験を行った。

5.2 試験供試体

放射性物質の除染では、広い範囲の農耕地が対象となっていることから、休耕水田から採取した土壌を乾燥後に、2 mm 以下にふるい分けし、粘性土が 60%程度含まれる土壌を試料に用いた。使用した土壌試料の粒径加積曲線を図-8 に示す。

土壌試料に高温高圧処理前後の有機物 (広葉樹チップ、稲わらを各 1wt%、2wt%) を加えて、また、それらに含水比が 20%になるよう水道水を加え、モルタルミキサーで混合した。作成した試験供試体を表-6 に示す。また、有機物を混合した供試体作成状況を写真-8 に、稲わら (2wt%) を混合した供試体を写真-9 に示す。

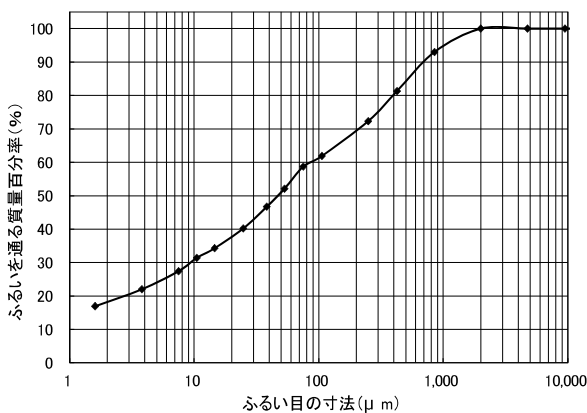


図-8 土壌試料の粒径加積曲線

表-6 試験供試体一覧

No.	混合物	含水比 (%)	
1	なし (土壌のみ)	20.4	
2	高温高圧 処理前	広葉樹 1 wt%	20.5
3		広葉樹 2 wt%	20.4
4		稲わら 1 wt%	20.3
5		稲わら 2 wt%	20.2
6	高温高圧 処理後	広葉樹 1 wt%	20.6
7		広葉樹 2 wt%	20.8
8		稲わら 1 wt%	20.5
9		稲わら 2 wt%	20.4



写真-8 供試体作成状況



写真-9 供試体 (稲わら 2wt%)

5.3 試験結果

a. コーン貫入試験、一軸圧縮強度試験

土壌のトラフィカビリティを示すコーン貫入試験の結果を図-9 に、強度を示す一軸圧縮強度試験の結果を図-10 に示す。グラフより、有機物 (特に稲わら) を加えるほど強度などが増加する結果が得られた。これは、稲わらの繊維質などが強度の増加に寄与しているためと考えられる。しかし、稲わら 2wt%を混合したケースで有機物の処理後に一軸圧縮強度が低下する結果が得られた。図-11 に稲わら 2wt%を混合したケースの応力ひずみ曲線を示す。処理前のケースでは強度が単調増加しているのに対して、処理後では、あるひずみ以降強度の低下が見られた。

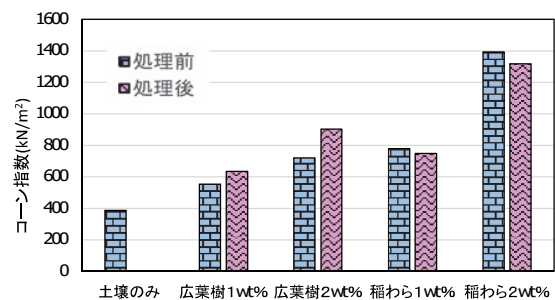


図-9 コーン貫入試験の結果

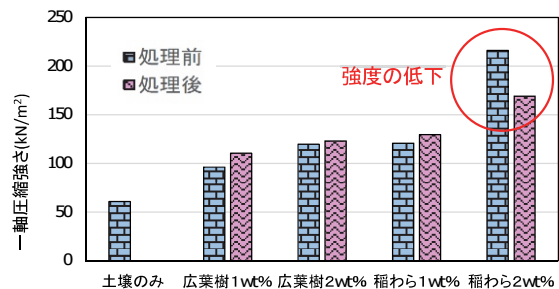


図-10 一軸圧縮強度試験の結果

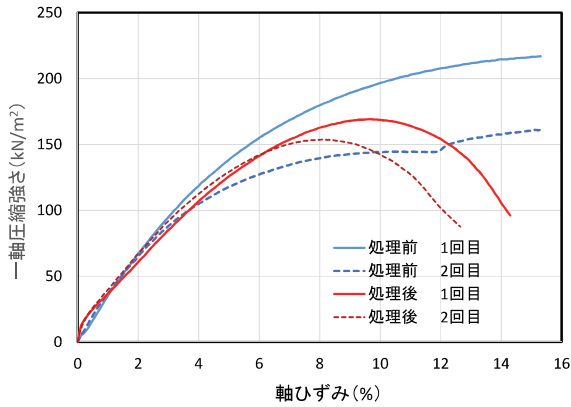


図-11 一軸圧縮強度試験応力ひずみ曲線 (稲わら 2wt%混合供試体)

b. コンシステンシー試験

土壌の含水量による状態の変化を示すコンシステンシーについて、液性限界の測定結果を図-12に、塑性限界の測定結果を図-13に示す。液性限界、塑性限界ともに、処理の前後で大きな差は認められなかったことから、有機物の高温高压処理による性状の変化は土壌のコンシステンシーに大きな影響を与えないと考えられる。

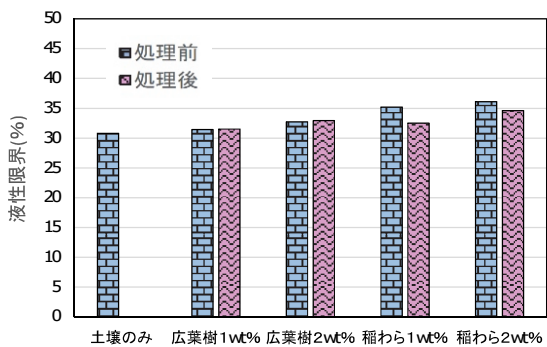


図-12 液性限界の測定結果

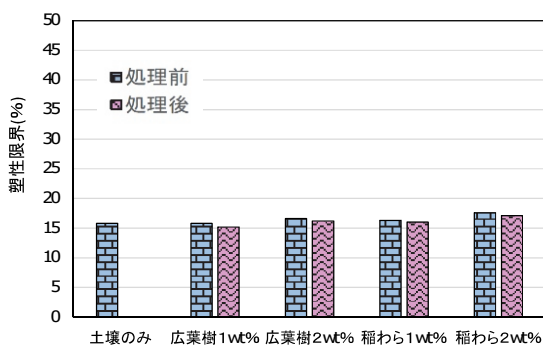


図-13 塑性限界の測定結果

6. 試験、分析方法の適用性の評価等

6.1 劣化促進試験

a. 高温高压処理試験

有機物に熱や圧力、および水分を加えることで、有機物の分解を促進できると考えて試験を行い、処理前後の試料の各種分析を行った。その結果、多くの分析で変化

が確認できた。このことから、高温高压処理は、劣化促進試験として利用できると考えられる。

b. 紫外線照射試験

紫外線は水処理等の分野で有機物を分解処理する手段として用いられており、有機物の劣化を再現できる可能性があると考えて処理試験を行った。その結果、IR分析で吸水性樹脂の処理前後の変化を確認できたが、自然由来の有機物の処理前後の変化を捉えることができなかった。このことから、劣化促進試験として利用できる対象物質は限定されると考えられる。

6.2 各種分析方法 (劣化指標)

汎用的な分析方法で劣化を評価する方法 (劣化指標) の確立を目指した研究の過程として、提案する劣化促進試験の供試体の変化を捕捉する分析方法を数種類選定することができた。表-7に今回の各種分析の劣化指標としての可能性の評価を示す。化学的酸素要求量 (COD) や赤外分光分析 (IR法) などの吸収スペクトルから分子構造の特徴を解析する分析方法が指標として活用できる可能性が高いと考えられる。

表-7 各種分析の劣化指標としての可能性評価

分析項目	指標としての可能性評価	評価理由
全有機炭素 (TOC)	△	高温高压処理後に測定値が増加した。有機物中の水素や炭素の割合が減少し、相対的に炭素の割合が増加した可能性も考えられるが、詳細は不明であるため。
強熱減量	×	劣化の有無にかかわらず、そのほとんどが燃焼して分解されたと考えられるため。
生物化学的酸素要求量 (BOD)	△	自然由来有機物3種の試料で異なる結果が得られたが、その理由が不明のため。
化学的酸素要求量 (COD)	○	高温高压処理前後のすべての試料で処理後に測定値が増加する結果が得られたため。
赤外分光分析 (IR法)	○	高温高压処理と紫外線照射処理の前後で水酸基やカルボニル基などの変化を捕捉することができたため。
紫外可視分光分析 (UV-Vis)	○	高温高压処理前後の試料からのフェノール性分子の浸出とその変化を捕捉することができたため。
ゲル浸透クロマトグラフィー分析 (GPC)	△	一部の試料で浸出する分子が確認されているが、詳細が不明のため。

6.3 有機物を含む模擬土壌の土質試験

劣化促進試験と各種分析より、高温高压処理した自然由来の有機物が土壌中での劣化を再現している可能性があると考え、処理前後の有機物試料を土壌と混合し、各種土質試験を行った。その結果、有機物を混合した土壌は混合しない土壌よりもコーン指数や一軸圧縮強度が増加する結果が得られた。このことから、有機物の繊維質が一種の補強材としての機能を果たしていると考えられる。しかしながら、有機物が劣化することにより、その機能が低下する結果も得られた。このことから、有機物が混入した土壌は強度が増加するが、劣化とともにその強度の増加量が減少していく可能性があると考えられる。

#### 6.4 試料とした有機物の考察

自然由来の有機物（ひのき、広葉樹、稲わら）は、高温高压処理の前後の各種分析で測定値の変化が確認できた。このことより、土壌中での分解により、構造変化が起こり土壌の特性に影響を与える可能性が高いと考えられる。一方、吸水性樹脂は、100℃での加熱後もその吸水性能力が残ることや生物化学的酸素要求量（BOD）の測定値が検出限界以下であったことより、土中での微生物分解による長期的特性の変化は少ない物質であると考えられる。

#### 7. まとめ

有機物を含む土壌を効率よく利用するために、土中の有機物の長期的変化を把握することを目的とし、劣化を短時間で再現する方法（劣化促進試験）の検討と各種分析、および有機分を含む模擬土壌の土質試験を行った。その結果、高温高压処理により有機物の劣化を促進できる可能性があること、COD やスペクトル分析により有機物の劣化を評価できる可能性があること、有機物が混入した土壌は、一軸圧縮強度などの測定値が増加するが、長期的劣化により、その増加量が減少する可能性があることなどの知見を得ることができた。

しかしながら、今回の検討は有機物そのものを対象に行ったものであり、土中でのその変化を再現し、分析・評価できていない可能性がある。今後は盛土試験などにより、実際に土中で変化する自然由来有機物の観察を行い、今回の検討の妥当性を評価していきたい。

#### 【謝辞】

本研究では、佐賀大学の太田教授に御指導を、また、同大学理工学部機能物質化学科で赤外分光分析他各種スペクトル分析を行って頂いた。また、東亜道路株式会社技術本部技術研究所で同社の永原主任研究員に紫外線照射試験を実施して頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

#### 【参考文献】

- 1) 環境省除染情報サイト、<http://josen.env.go.jp/>  
2019.3.31
- 2) 中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略検討会（第10回）資料2、「中間貯蔵除去土壌等の減容・再生利用技術開発戦略進捗状況について」、  
2019.3.19
- 3) 遠藤和人、「災害廃棄物由来の分別土試験盛土の観察結果」、地盤工学会誌、2017.1.17
- 4) 永原 篤、村山雅人、「気象劣化に基づいたアスファルトおよびアスファルト混合物の性状評価と室内再現試験」、土木学会第64回年次学術講演会、pp.63-64、  
2009.9



# 掘削ずり盛土内の砒素の挙動把握に関する研究

－岩石観察・室内試験・盛土内の水収支からの考察－

## Elution Behavior of Arsenic in Excavated Rock

- Considerations Based on Rock Observations, Laboratory Testing, and Water Balance -

清水祐也\* 岩本容昭\*\* 太田博光\*\*\* 大塚義一\* 長 千佳\* 倉品 悠\*

### 要 旨

自然由来の有害な重金属類を含むトンネル掘削ずりの適正な対策方法の計画・実施にあたっては、短期および長期溶出現象を高精度に把握することが重要である。これには、対象となる重金属類の物理的・化学的挙動を適切にモデル化した実規模の移流・拡散シミュレーションが有効である。また、従来は一部試料の分析結果から最大溶出可能量を設定・評価しており、実現場の盛土内部全体の溶出挙動把握を試みた事例は少ない。本報では、実現場で実施した盛土後のボーリング調査で採取したコア試料の観察および砒素溶出試験と盛土内の水収支から、重金属類の形態と溶出特性や盛土内の水の挙動など、モデル化に必要な基礎性状を確認した。

キーワード：自然由来、砒素、掘削ずり、拡散防止対策、溶出量

### 1. まえがき

トンネル工事で発生する掘削ずりに含まれる自然由来の有害な重金属類（以下、重金属）が問題となる事例が増えている。これら重金属は、主として水を媒体として拡散するため、土壤汚染対策法の溶出量基準を超える掘削ずりを搬出する場合、受入先では重金属の拡散防止対策を講じる必要がある。拡散防止対策の種類としては、ベントナイト混合土や不透水性のシートなどの難透水性の材料で発生土を覆い封じ込める方法や、溶出した重金属類の吸着層を作り、周辺地盤・水域への拡散を防ぐ方法、あるいは不溶化処理後に埋め戻す方法などがある。

こうした受入先の拡散防止対策を計画する上で、重金属の周辺環境への拡散予測が重要となる。これには、受入先での重金属の溶出特性と移動媒体となる水の挙動を明らかにする必要がある。また、これらの情報については、受入時のみではなく、掘削ずりの経時変化をも考慮することが重要である。

本研究では、重金属の拡散予測方法を確立することを目的として、砒素を含む掘削ずりを盛土材料として利用した岩手県の押角トンネル工事において、重金属の溶出特性や盛土内の水の挙動を把握するための試験を進めている。本報では、重金属の溶出特性を把握するために実施した岩石観察、砒素溶出試験結果および対象地の雨量と浸出水量に基づく盛土の水収支について報告する。

### 2. 押角トンネル工事の概要

本研究の対象フィールドとした押角トンネルの位置を、図-1に示す。押角トンネル工事は、岩手県の北上高地を縦断する唯一の幹線道路である国道340号線に位置し、幅員が狭小で、急勾配が連続している押角峠を迂回するトンネルの工事である。その工事範囲には、国道340号線と並行してJR岩泉線が通っていたが、平成26年4月1日に廃線となった。この路線にあったJR線のトンネルが岩手県に移管され、これを拡幅して道路トンネルとして築造した。鉄道トンネルは、昭和16年に着工、昭和22年11月25日に開通しており、完成から約70年経過していた。押角トンネル延長は3,094mであり、宮古

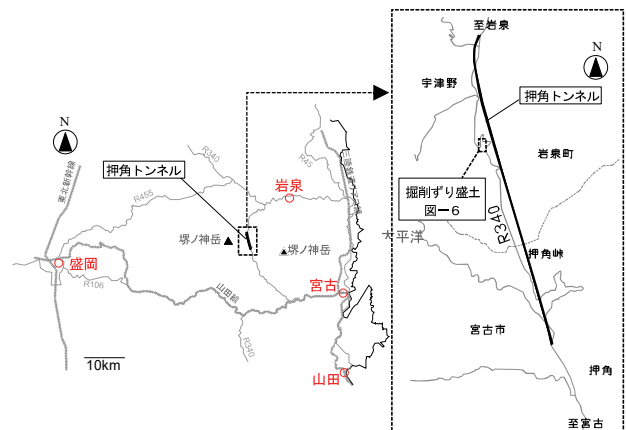


図-1 押角トンネルの位置図

\* 土木本部土木部環境技術室 \*\* 東日本支社土木技術部 \*\*\* 東北支店土木第1部

市和井内を起点、岩泉町大川地内を終点とし、平成 28 年 10 月より両側から同時に掘削を行い、平成 30 年 10 月に覆工コンクリート打設まで完了した。

本工事では、トンネル設計のための事前調査が行われており、砒素の土壤溶出量基準を超過することが確認された。砒素が基準超過した地盤については、検出した場所や岩種に特徴はなく、現地での判別は難しいとの判断により、すべての掘削ずりを要対策土として取り扱うこととなった。掘削ずりは、雨水や地下水などの水から遮断するため、ベントナイト混合土で封じ込め対策を講じる形で、盛土材料として使用された。盛土量は約 18 万 m<sup>3</sup> で、両坑口の途中の国道沿いに掘削ずり盛土を設け、一部国道の付け替えを行った。本工事では、非常に狭隘な地形に大規模な盛土を行うため、掘削ずり盛土の容量を増やす目的で、盛土東側法面の最下段に高さ 8m、延長 273m の大型ブロックによる擁壁を構築した。

### 3. 周辺の地質

押角トンネル周辺の地質図<sup>2)</sup>を、**図-2**に示す。また、同地層が形成され現在に至るまでの流れに関するイメージを**図-3**に示す。

押角トンネルは、刈屋川断層と並行して築造されている。地層としては中生代のジュラ紀から白亜紀にかけて形成された付加体に位置しており、粘板岩と砂岩が分布している。付加体とは、大陸縁辺における海洋プレートの沈み込みに伴う付加作用によって形成された地質体であり、中央構造線に沿って帯状に分布する。この付加体では、強い圧力を被り、断層や褶曲が複数生じて地層の分布が複雑化するとともに、多くの亀裂を内在することがある。また、上述の粘板岩は、海底で堆積したシルトや粘土成分からなる泥岩や頁岩が低温高压環境下に置かれ弱い変成作用を被ることのできる岩石である。杉本<sup>3)</sup>は、押角トンネル周辺のこれらの地層は北部北上帯の高屋敷ユニットに属するとしている。

また、押角トンネルの東および西側約 2km の位置には、白亜紀に貫入した花崗閃緑岩の岩体が存在している。

事前に行われた押角トンネルの坑道における地質調査結果<sup>1)</sup>を見ると、北西～南東方向に延び、30～70°で南西方向に傾斜する亀裂が発達した頁岩が主体で、これに頁岩砂岩互層や砂岩が挟在している。トンネル起点側の坑口付近の頁岩の一部は強い風化作用を被っているが、

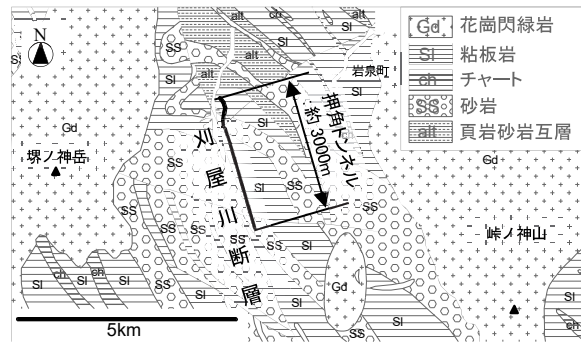


図-2 押角トンネル周辺の地質図

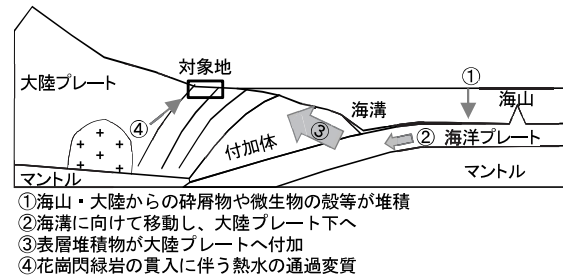


図-3 地層形成までの流れのイメージ

全体的には硬質で風化作用はあまり受けていない状況である。事前調査における岩石の観察結果の詳細については 4 章で示す。

### 4. 事前調査結果

#### 4.1 岩石観察

事前調査では、既存トンネル内からのボーリング調査および坑内の現地踏査が実施され、報告書として取りまとめられている<sup>1)</sup>。トンネル坑内におけるボーリング調査地点と調査結果を基に作成されたトンネル坑道に沿った地質断面図を、**図-4**に示す。ボーリング調査は、起点側坑口より 50m、300m、600m、2,550m 地点で行い、既存トンネルの鉛直上方と水平方向にそれぞれ 10m 掘削している。ボーリングは、ロータリー式ボーリング（ワイビーエム社製 YBM05）により実施されている。掘削は、清水もしくは泥水を送水して行われているが詳細は不明である。坑道沿いの地質は硬質な頁岩を主体とし、厚さ数 m～数十 m 程度の砂岩や頁岩砂岩互層が挟在している。調査の結果、全てのコア試料で亀裂が確認され、特に 2,550m 地点の鉛直方向のボーリングコアの深さ 1.38m～1.58m で亀裂が多く認められた。現地踏査

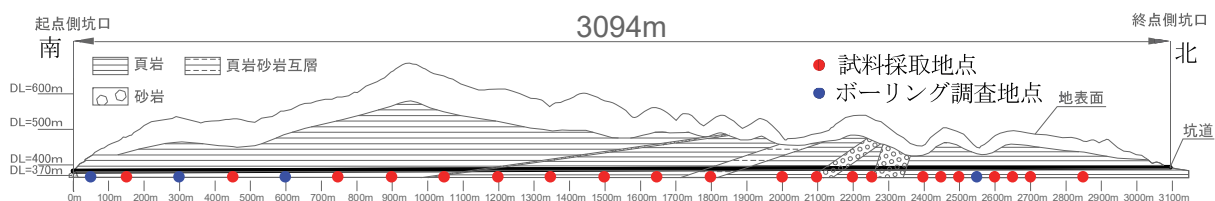


図-4 地質断面図

の結果においても、程度の違いはあるが全ての範囲で亀裂が確認されている。これら亀裂に沿って風化している範囲や白色の脈が存在する。また、2,550m 地点水平方向以外の全てのコア試料で、鏡肌や擦痕が確認されており、現地踏査では小規模な破砕帯が複数確認されている。また、既存の覆工コンクリートと地盤との隙間に粘土や砂が溜まっている場所が確認されている。

4.2 砒素溶出試験および酸性化可能性試験結果

事前調査において、図-4に示す地点の岩石試料を対象に、砒素溶出量および酸性化可能性試験が実施された。図-5に、砒素溶出試験と検液の pH および酸性化可能性試験結果を示す。岩石試料の採取は、ボーリング調査を実施した地点にはボーリングコアより採取し、その他の地点では、削岩機による人力掘削で行われた。試験は「建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版）」<sup>4)</sup>に従い行われた。

溶出試験では、頁岩部で 22 検体中 8 検体、砂岩部で 2 検体中 1 検体、頁岩砂岩互層部で 1 検体中 1 検体が基準を超過した。溶出試験時の検液の pH は 25 検体全てでアルカリ性を示し、25 検体中 3 検体は pH11 付近の強いアルカリ性であった。

酸性化可能性試験では、25 検体中 2 検体が、長期的な酸性化の可能性があるものと評価される pH3.5 以下を示した。また、pH3.5 以上であるが、2 検体で pH5 付近の酸性まで酸性化している。酸性化した試料 4 検体の砒素溶出量をみると、4 検体中 3 検体で不検出、残りの 1 検体も 0.001mg/L と低い値であった。

5. 掘削ずり盛土部におけるボーリング調査

掘削ずり盛土部での土質・地質判別や締まり具合等の地盤状況を把握するため、オイルフィード型ロータリー式試錐機を用いてボーリング調査を実施した。削孔径は φ86 mm とした。図-6に、調査位置を示す。ボーリング延長は、B-1 : 19.0m、B-2 : 20.0m、B-3 : 16.0m、B-4 : 16.0m、B-5 : 8.0m で、オールコアサンプリングを行った。

5.1 コア試料の観察結果

盛土部で実施したボーリング調査によるコア試料については、肉眼およびデジタル顕微鏡（Skybasic 社製 Wi-Fi Digital Microscope）を用いて観察を行った。コア試料の代表として、B-1 地点のコア写真を写真-1に示す。また、代表的な頁岩と砂岩を写真-2に、デジタル顕微鏡で撮影した試料を写真-3に示す。

コア試料は全体的に φ2~5cm 程度の角礫状の礫からなり、一部で φ10cm 以上の礫がある。その分布に傾向はない。写真-3 左上で見られるように、頁岩には層状の構造（層理面）が確認できる。また、写真-1 の深度 9.1m 付近や、写真-2 左、写真-3 右下のように、白

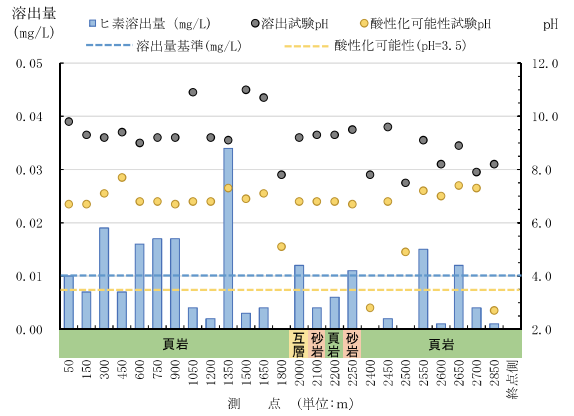


図-5 砒素溶出量と pH の関係

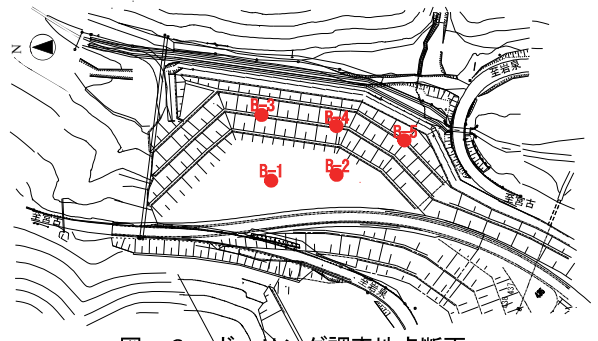
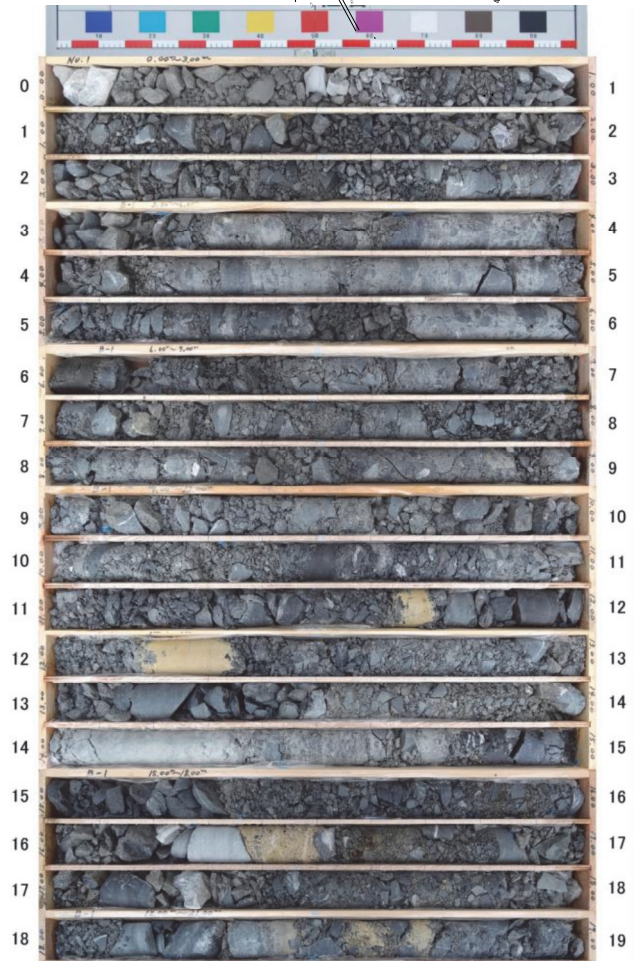


図-6 ボーリング調査地点断面



深度 12.2~12.3m の褐色部分は、仮置きしていたベントナイトが混入したものと  
写真-1 盛土内ボーリングコア試料 (B-1 地点)

色の脈が多く認められる。これらの脈は石英や方解石、粘土鉱物からなり、その分布に傾向は認められない。この白色の脈は、過去に熱水が通過してできたものと考えられる。また、破断面に白色の変質物が付着している岩石が多く認められることから、この脈に沿って破碎されていると考えられる。この変質物には、写真-3右上のように、酸化して褐色に変色した部分が認められる。層理面や亀裂のある礫の一部は、手で割ることが可能であった。また、写真-1の深度5.5~6.0mや17.5~18.0mのように、破碎した岩石の隙間を粘土が充填している範囲が確認できる。この粘土は、上述の熱水脈中の粘土や事前調査で確認された断層破碎帯中の粘土、あるいは事前調査で確認されている既存トンネルの覆工コンクリートと地盤の境界にたまっていた粘土であると考えられる。写真-2左のように、砂岩は塊状で層理面などの構造は確認できない。また、写真-3右上のように表面が緑灰色を呈し、変質しているように見える。頁岩では、写真-3左下のように白色の光に対して黄色の光を反射する鉱物が認められるが、鉱物の種類については不明である。

5.2 溶出試験結果

上記ボーリング調査により採取した5箇所のコア試料を用いて、溶出試験を実施した。溶出試験結果を表-1に示す。試料採取深度は、B1地点の地表面を0.0mとして示す。コア試料を50cm間隔で、合計158検体の溶出試験を行った。試験の手順は以下の通りである。

- ① コア試料を25cmで区切り、その間の岩石を均等採取
- ② 24℃で24時間風乾
- ③ メノウ乳鉢で2mm以下の大きさまで粉碎
- ④ ①~③で処理を行った試料から12.5g採取し、地表面から2深度ずつ混合し、50cm毎の分析検体とする
- ⑤ ④で作成した検体に250mLの超純水を添加し、振とう機(TAITEC社製NR-1)を用いて6時間200rpmの横置き水平振とう
- ⑥ 20分間静置後、3000rpmの遠心分離により固液分離し、上澄みを0.45μmのメンブレンフィルターでろ過
- ⑦ シーケンシャル型ICP発光分析装置(SII社製SPS3500)を用いて検液中の砒素濃度を測定

砒素濃度の最大値は0.034mg/L、平均値は0.010mg/Lであった。砒素溶出量の平均値は、(株)建設技術研究所が実施した地山で0.008mg/L、掘削ずり盛土で0.010mg/Lと同程度であるものの、変動係数は地山で1.000、掘削ずり盛土で0.440と、掘削ずり盛土の方がばらつきは小さかった。これは、地山内に偏在していた重金属が分散したためと考えられる。また、地点間で比較すると、B-1地点の砒素溶出量の平均値が他地点に比べ、やや高い数値となった。B-1地点で粘土成分が多いことから、粘土成分に砒素が吸着されている可能性があると考えられる。

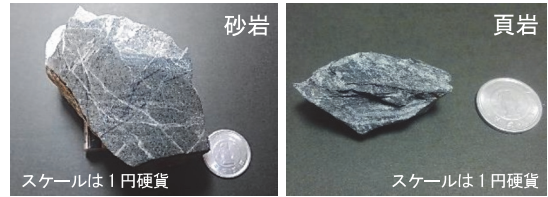


写真-2 盛土内の代表的な岩石試料

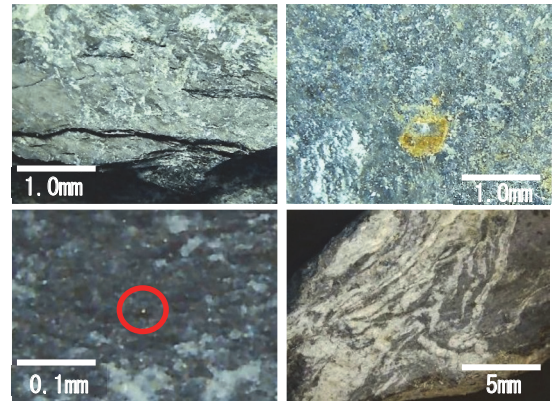


写真-3 デジタル顕微鏡による観察写真 (左上: 頁岩層理面 右上: 砂岩表面と変質部) (左下: 頁岩表面 右下: 頁岩中の脈)

表-1 溶出試験結果

採取深度 (B1地表面-m)	土壌溶出量(mg/L)				
	B1	B2	B3	B4	B5
0.0-0.5	0.028	-	-	-	-
0.5-1.0	0.023	-	-	-	-
1.0-1.5	0.02	-	-	-	-
1.5-2.0	0.029	-	-	-	-
2.0-2.5	0.026	0.007	-	-	-
2.5-3.0	0.034	0.007	-	-	-
3.0-3.5	0.012	0.008	-	-	-
3.5-4.0	0.011	0.008	-	-	-
4.0-4.5	0.013	0.007	-	-	-
4.5-5.0	0.011	0.008	-	-	-
5.0-5.5	0.024	0.008	-	-	-
5.5-6.0	0.011	0.008	-	-	-
6.0-6.5	0.01	0.008	0.01	-	-
6.5-7.0	0.011	0.008	0.012	-	-
7.0-7.5	0.016	0.009	0.013	-	-
7.5-8.0	0.012	0.007	0.012	-	-
8.0-8.5	0.008	0.005	0.01	0.005	-
8.5-9.0	0.011	0.007	0.013	0.005	-
9.0-9.5	0.012	0.008	0.026	0.006	-
9.5-10.0	0.007	0.008	0.008	0.008	-
10.0-10.5	0.005	0.006	0.004	0.008	-
10.5-11.0	0.005	0.006	0.007	0.008	-
11.0-11.5	0.007	0.007	0.01	0.013	-
11.5-12.0	0.009	0.008	0.008	0.014	-
12.0-12.5	0.015	0.01	0.005	0.015	-
12.5-13.0	0.014	0.009	0.006	0.014	-
13.0-13.5	0.015	0.012	0.006	0.008	-
13.5-14.0	0.014	0.011	0.006	0.008	-
14.0-14.5	0.031	0.01	0.005	0.008	-
14.5-15.0	0.023	0.01	0.005	0.003	-
15.0-15.5	0.013	0.01	0.006	0.003	-
15.5-16.0	0.012	0.011	0.006	0.007	-
16.0-16.5	0.013	0.011	0.008	0.005	-
16.5-17.0	0.013	0.011	0.008	0.005	0.005
17.0-17.5	0.01	0.012	0.011	0.004	0.006
17.5-18.0	0.012	0.012	0.01	0.005	0.011
18.0-18.5	0.013	0.01	0.01	0.006	0.017
18.5-19.0	0.012	0.01	0.009	0.007	0.019
19.0-19.5	-	0.013	0.004	0.005	0.021
19.5-20.0	-	0.013	0.006	0.005	0.002
20.0-20.5	-	0.017	0.006	0.005	0.004
20.5-21.0	-	0.012	0.007	0.005	0.003
21.0-21.5	-	0.011	0.014	0.005	0.009
21.5-22.0	-	0.013	0.014	0.006	0.009
22.0-22.5	-	-	-	0.006	0.012
22.5-23.0	-	-	-	0.007	0.014
23.0-23.5	-	-	-	0.005	0.009
23.5-24.0	-	-	-	0.005	0.013
24.0-24.5	-	-	-	-	0.009
平均値	0.015	0.009	0.009	0.007	0.01
標準偏差	0.007	0.002	0.004	0.003	0.006
定量下限値	0.001				
基準	0.01以下				

赤字: 土壤汚染対策法における溶出量基準超過

### 5.3 砒素含有の原因と盛土内での溶出に関する考察

対象地で確認されている地盤が形成される過程で砒素が混入する原因として、以下の3点が考えられる。

- ①堆積岩の原料となる砕屑物が砒素を含有していた
- ②海底で晶出するフランボイダル黄鉄鉱に取り込まれる
- ③熱水変質作用により濃縮

このうち、①、②に伴う砒素の場合、同一の地層内では、砒素溶出量が同様の結果になると考えられるが、事前調査の結果では、地点によりデータにばらつきがある。

これらの状況から、対象地における砒素含有の原因は③の熱水変質作用に由来すると考えられる。なお、事前調査において、熱水脈量と砒素溶出量との間には相関が認められていないことから、熱水による影響は均一ではなく砒素の濃縮が局所的に生じたと考えられる。

③に由来する砒素は、粘土鉱物に吸着されている可能性が高い。粘土鉱物は、pH の変化に伴い表面の電荷が変化し、酸性ないし中性で正の電荷、アルカリ性で負の電荷を持つ性質を有する<sup>5) 6)</sup>。そのため、負の電荷を有する砒素は、酸性から中性で粘土鉱物に吸着されている。しかし、ここでは既存トンネルを構築する際、掘削して露出した地盤にコンクリートを吹き付ける作業が行われたため、坑道周辺の地盤はアルカリ性の環境に変化したと考えられ、粘土鉱物に吸着されていた砒素が溶出し、地盤中を移動した可能性がある。この溶出した砒素は、既存トンネル掘削完了後、地盤や地下水の緩衝作用により pH が中性に近づくにつれて、再び粘土鉱物あるいは水酸化鉄に吸着されたと考えられる。砒素が粘土鉱物や水酸化鉄に吸着された形態で地盤中に含まれる場合、トンネル掘削や盛土の過程で、アルカリ性かつ酸化環境に曝されることとなり、雨水等に溶出する可能性がある。

これまでに実施した岩石観察や溶出試験では、砒素の存在形態について断定することができないため、上記考察に対する検証は今後実施していく。

### 6. 降雨量と盛土からの浸出水量

盛土内の保有水や浸出水の挙動を把握するためには、降雨量と浸出水量を計測し、水収支について検証することが重要となる。そこで、盛土からの浸出水について以下の方法で検討を行った。

本盛土では、平成30年7月12日までに掘削ずりの搬入を完了したが、被覆範囲の一部は、今後の道路工事などで発生する残土を受け入れるため、図-7に示す天端の一部(浸透範囲S1:約970m<sup>2</sup>)で未被覆の状態となった。そこで、未被覆範囲からの降雨浸透が生じる状態を利用して、平成30年7月12日から平成30年11月30日までの盛土内に浸透する降雨量と盛土からの浸出水量の計測から、盛土内部における水収支について検討した。降雨量は、図-7に示す雨量測定地点(1箇所)に、転

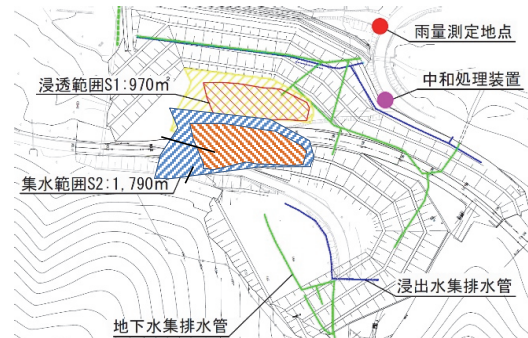


図-7 掘削ずり盛土内の排水設備平面図

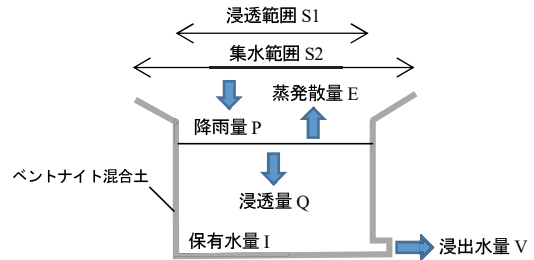
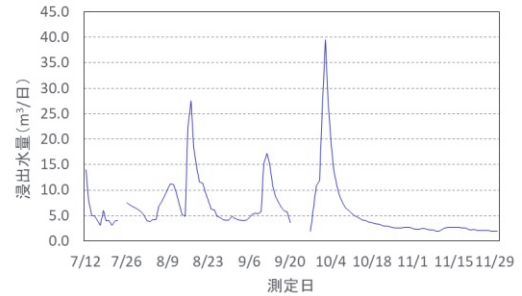
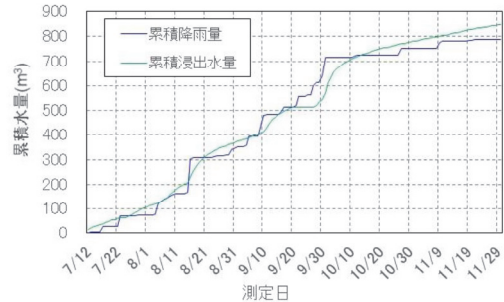


図-8 掘削ずり盛土内部における水収支のモデル



※7月24日、7月25日および9月21日から9月27日は浸出水量の計測データが欠損している。

図-9 浸出水量の日変化



※7月24日、7月25日および9月21日から9月27日は浸出水量の計測データが欠損している。

図-10 降雨量と浸出水量の関係

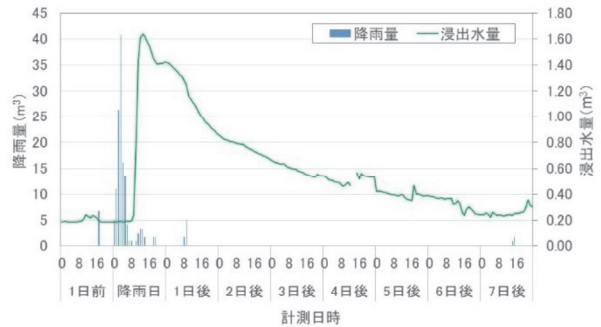


図-11 降雨日(8月16日)前後の降雨量と浸出水量

倒升雨量センサー（大田商事株式会社製 OT-501S）を設置して測定した。また、浸出水量は、図-7 に示す浸出水集排水管から流出した浸出水を対象とし、中和処理施設から放流される水量を超音波流量計により測定した。なお、放流される浸出水については、定期的に砒素濃度が環境基準値以下であることを確認している。

検討した掘削ずり盛土内部における水収支のモデルを図-8 に示す。盛土内部への降雨量 (P) は、前述した天端の一部未被覆範囲（浸透範囲：S1）に加え、盛土の形状から図-7 に示す範囲（集水範囲 S2：約 1,790m<sup>2</sup>）から雨量が集水していると想定して算出した。なお、集水範囲は未被覆範囲に向けて勾配があることから、表流水として集水範囲外への流出はないものとした。また、盛土内への浸透量 (Q) は、降雨量 (P) から浸透範囲の蒸発散量 (E) を除いた量となる。

図-9 に、浸出水量の日変化を示す。測定開始日から 10m<sup>3</sup> 以上の浸出水が観測されており、これらは計測期間中の浸透水に加え、計測開始時点における盛土内の保有水（保有水量：I）が浸出したと考えられる。

図-10 は、計測された降雨量と浸出水量の各累積水量の変動を示す。計測最終日時点の累積降雨量と累積浸出水量を比較すると、累積浸出水量の方が 50m<sup>3</sup> 程度多い。また、ここでは蒸発散量 (E) が考慮されていないため、浸出水量 (V) が浸透量 (Q) よりも蒸発散量 (E) に上記 50m<sup>3</sup> を加えた水量分多い計算となる。これは、上述の保有水 (I) の浸出によると考えられる。

図-11 では、日降雨量が 134mm と多く、前後に日 10mm 以上の降雨がない、平成 30 年 8 月 16 日前後の時間降雨量と浸出水量の変化を示す。8 月 16 日前後に数 mm 程度の雨が降っているが、その後の浸出水量の明確な上昇は認められない。8 月 16 日の 0 時から降り始めた雨は、3 時に最大の 24mm となり、6 時には 2mm 以下まで減少し、20 時には雨が止んでいる。この間の降雨量の累積は約 150m<sup>3</sup> であった。一方、浸出水量は、8 月 16 日の 10 時から増加し、14 時に最大の 1.64m<sup>3</sup>/時間となった。さらに、降雨日の 7 日後には降雨前と同程度まで減少し、この間の累積浸出水量は 120m<sup>3</sup> であった。その後、継続的に約 0.2m<sup>3</sup>/時間の浸出水量が排出されており、降雨日の 13 日後に累積浸出水量が約 150m<sup>3</sup> となった。

降雨量が最大となった 3 時から 11 時間後の 14 時に浸出水量が最大となっていることから、浸透範囲に降った雨水は 11 時間後には浸出水として排水されたと考えられる。一方で、浸出水量の減少には 7 日間要し、累積降雨量と同量の浸出水の発生に 13 日間要している。また、時間数 mm 程度の降雨では、浸出水量の明確な変化は確認されなかった。以上の結果から、降雨量が一定量を超えると一部の雨水が、水の通りやすい経路を移動して速やかに浸出水として排出され、残りの水は緩やかに移動して数日後に浸出水として排出されると考えられる。

このような掘削ずり盛土内における水の挙動について、原位置不飽和透水試験や蒸発散量に関する考察を行うことで、今後検証を進める。

## 7. まとめ

押角トンネル工事の掘削ずり盛土において、砒素の物理的・化学的挙動を適切にモデル化した実規模の移流・拡散シミュレーションに必要な要素を確認した。本研究で明らかになったことは以下のとおりである。

### i) 砒素の形態と溶出特性

掘削ずり盛土内では、粘土鉱物や水酸化鉄に吸着する形で砒素が存在し、アルカリ環境や還元環境下で砒素が溶出しやすいと考えられる。この砒素の形態や溶出特性に関する考察は、推察したものであり、溶出機構は確定していない。今後は、盛土内の砒素の形態について水酸化鉄や粘土鉱物の分布や pH 等と溶出量との関連性について検証し、溶出機構を解明したい。

### ii) 降雨量と浸出水量

浸出水量が浸透量よりも多い結果となったことから、計測以前の降雨による保有水が相当量存在すると考えられる。今後、継続的な浸出水量および降雨量の計測に加え、不飽和透水試験やカラム試験を実施し、これまでに実施した試験結果とあわせて、掘削ずり盛土における浸出水の挙動について検証したい。

### 【謝辞】

本研究では、岩手大学の大河原正文准教授に溶出試験の実施と研究全般について御指導いただき、(株)ハイドロ総合技術研究所の森田修二技師長に盛土内の水収支等について御指導いただいた。ここに記して感謝の意を表す。

### 【参考文献】

- 1) ㈱建設技術研究所、「一般国道 340 号押角トンネル設計調査業務委託概要報告書【調査編】」、pp.1-16、2015
- 2) 日本工営(株)、「土木技術者のための岩手の地質」、岩手県土木技術振興協会、附図、1991
- 3) 杉本幹博、「北上山地外縁地向斜地域の層位学的研究」、東北大地質古生物研報、no. 74、pp.1-48、1974
- 4) 建設工事における自然由来重金属等含有土砂への対応マニュアル検討委員会、「建設工事における自然由来重金属等岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版）」、pp.51-60、2010
- 5) 白水晴雄、「粘土鉱物学—粘土科学の基礎—」、朝倉書店、p.185、1988
- 6) A.Carrillo, J.I.Drever, “Adsorption of arsenic by natural aquifer material in the San Antonio El Triunfo mining area, Baja California”, Mexico. Environ. Geol., 35、pp.251-257、1998