

トンネル覆工コンクリートの 全断面連続締固めシステムの開発

Development of Continuous Compaction System for Tunnel Lining Concrete

塚本耕治* 今泉和俊* 浜田 元** 塩貝 悟***

要 旨

トンネルアーチ部への覆工コンクリートの打込みは、一般的にポンプ圧送による吹き上げ方式で行われる。この場合、クラウン部の背面に空隙が残らないように妻型枠部まで確実に充填し、適切に締固めることが重要である。コンクリートの締固めが狭い空間での作業になることから特にアーチ肩部からクラウン部を一様に締固める技術が強く求められている。このようなことから、側壁からアーチ部を經由して妻型枠部までを連続して締固める引抜きパイプレータとコンクリートの圧力管理を特徴とする全断面連続締固めシステムを開発した。本システムによる施工管理手法の確立と締固め性能の確認を目的とした模型実験、および現場実証実験を行い、空隙のない密実な覆工コンクリートの施工が可能であることを確認した。

キーワード：トンネル、覆工コンクリート、締固め、圧力管理

1. まえがき

トンネルの覆工は、道路、鉄道、および水路などの使用目的に適合し、長期耐久性、所要の強度、水密性を有していなければならない。これを実現するための施工方法として、覆工コンクリートの打込みでは材料分離を生じないように、また、型枠内に確実に充填し、空隙が残らないように適切に締固める必要がある。トンネルアーチ部への覆工コンクリートの打込みは、一般的にポンプ圧送による吹き上げ方式で行われる。この場合、コンクリートの締固めは検査窓や妻型枠部から作業員がパイプレータを操作して行うが、狭い空間での作業になることからアーチ肩部からクラウン部のコンクリートを一様に締固めることが覆工コンクリートを高品質化するための重要な課題である。また、鉄筋が配置された場合にはクラウン部だけでなく、側壁部からアーチ部の一様な締固めも同様に重要である。このようなことから、側壁からアーチ部を經由して妻型枠部まで連続して締固める引抜きパイプレータとコンクリートの圧力管理手法を用いた全断面連続締固めシステムを開発した。

今回、本システムにおける最適な施工管理手法の確立、締固め性能の把握を目的とした模型実験、さらに南丹園八1工区農用道1号トンネル工事において現場実証実験を行い、空隙のない密実な覆工コンクリートの施工が可能であることを確認した。本報では全断面連続締固めシステムの概要と模型実験および現場実証実験の結果につ

いて報告する。

2. 全断面連続締固めシステムの概要

2.1 システムの機器構成

全断面連続締固めシステムは、図-1に示すようにパイプレータ（本体部：φ52mm、長さ775mm、ケーブル部：φ37.2mm、長さ約20m）、パイプレータケーブルを牽引して収納する巻き取り装置、アーチ部を經由してパイプレータが型枠内を移動するルートを規定する方向転換器具、コンクリートの打込み時にパイプレータの位置を固定するパイプレータ支持台、コンクリートの圧力を管理する圧力計と圧力表示装置、覆工背面のコンクリート充填状況をモニタリングする充填検知器と充填表示装置から構成される。

2.2 施工手順

本システムによる施工は次の手順で行う。

- i. コンクリートの打込み前、パイプレータケーブルを縦断方向に配置したパイプレータ支持台に通し、方向転換器具に沿って下方に配置する
- ii. センترل側壁部のコンクリート打込み口から打込むコンクリートの上昇にともない、コンクリートを締固めながらパイプレータを牽引して上方に移動する（図-2(a)）
- iii. 側壁部のコンクリートを所定の高さまで打込んだ時点でコンクリートの打込みを一旦停止し、

*技術研究所 **名古屋支店土木部 ***関西支社土木工事第4部

- 打込み口をクラウン部の吹き上げ口に変更する
- iv. 方向転換器具に沿って本体部の向きを水平方向に変え、本体部をバイブレータ支持台に設置する (図-2 (b))
- v. 本体先端部に取り付けた先端ワイヤ(φ3mm)をセントル内空側で固定し、バイブレータケーブルを少し牽引することによりバイブレータに緊張力を導入する
- vi. クラウン部吹き上げ口からのコンクリート打込みによりセントル妻型枠までコンクリートを充填した後、コンクリートの圧力管理範囲内で打込みを継続する
- vii. バイブレータ支持台をセントル内に収納した後、先端ワイヤを解除し、コンクリートを締めめながらバイブレータを引抜く (図-2 (c))
- viii. 再度、圧力管理範囲内でコンクリート打込みを行い、コンクリート充填検知器により覆工背面に空隙がないことを確認して打込みを終了する

3. 模型実験

締めシステムの作業手順と締め性能を確認するため、トンネル覆工の一部を模擬した3種類の模型実験を行った。

3.1 模型実験 1

a. 実験概要

模型実験1ではバイブレータ本体部をトンネルの側壁部からクラウン部のバイブレータ支持台に設置するまでの動作に不具合がないかを調べた。バイブレータの移動するルートの規定するため、アーチ部内半径1.5m、側壁部高さ0.9m、長さ1.5mの模擬セントルにバイブレータ支持台と方向転換器具を取り付けた(写真-1)。実験はケーブルを巻き取り装置で牽引し、本体部を側壁部からクラウン部まで移動させてバイブレータ支持台に固定した。

b. 実験結果

側壁部での本体部の上昇、アーチ部での方向転換器具による水平方向への姿勢変更、バイブレータ支持台上への本体部の設置は支障ないことを確認した。

3.2 模型実験 2

a. 実験概要

模型実験2ではバイブレータによるコンクリートの締めめ効果を調べた。アーチ部内半径1.5m、覆工厚さ0.3m(外半径1.8m)、長さ6.9mのアーチクラウン部を模擬したセントルを用いた。セントルにはバイブレータ支持台を取り付け、バイブレータを支持台に通し、直線状に配置した(写真-2)。打込み速度は、ポンプ圧送により吹き上げ口から15m³/hで行った。使用したコンクリートは、呼び強度18N/mm²であり、配合を表-1に

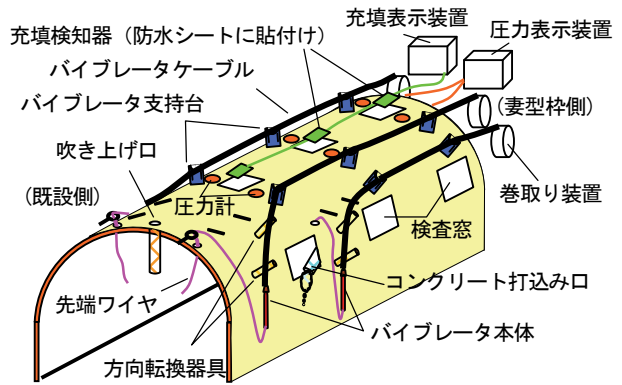
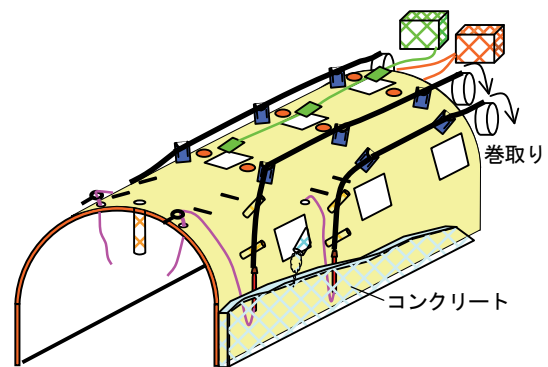
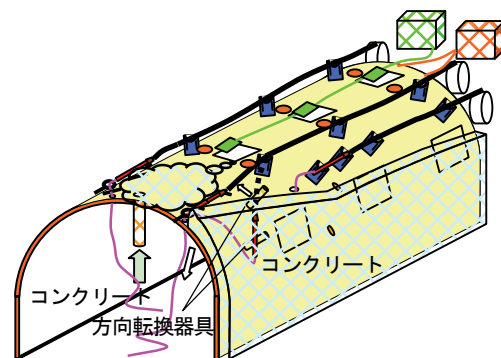


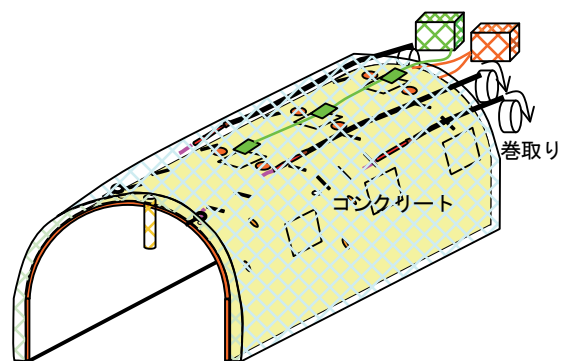
図-1 システムの概要図



(a) 側壁部の締めめ



(b) クラウン部への方向転換



(c) クラウン部の締めめ

図-2 システムの施工手順

示す。トラブルによるコンクリート打込み作業の中断等を想定して、締固めはコンクリートの打込み完了から約 1 時間経過後に行った。引抜きパイプレータを約 1.75m/min の速度で牽引しながらコンクリートを締固めた。また、締固めの有無による覆工コンクリートの品質の違いを把握するため、ポンプ圧送によるコンクリート充填のみで締固めを行わない場合の実験も行った。コンクリート硬化後にはパイプレータ通過位置の 8ヶ所からコア試料を採取して一軸圧縮試験（材齢 28 日）を行った。また、仕上がり状態については、試験体の表面に 0.2m×0.2m の調査単位領域を 63ヶ所（周方向 9ヶ所×軸方向 7ヶ所）設け、その領域のあばた面積率を用いて評価した。ここで、あばた面積率は単位領域ごとに白色塗料を表面に塗布し、撮影した画像を 2 値化して求めたあばたの面積を単位領域面積で除して百分率表示した。あばた部分の画像は影となって黒くなることから、2 値化では画像解析ソフトにより画像を構成するピクセルの明るさの値 0~255 を閾値 100 で黒と白に減色処理した。黒の面積が 1mm²以上の部分をあばたと判定した。

b. 実験結果

既設側妻部からの距離と一軸圧縮強度の関係を図-3に示す。一軸圧縮強度は吹き上げ口付近で最大となり、締固めの有無に関係なく 37N/mm²程度であった。締固めありの場合の一軸圧縮強度分布は 28~37N/mm²の範囲にあり、妻型枠側に向かって強度の変化は見られない。これに対して、締固めなしの場合は、吹き上げ口から離れるほど一軸圧縮強度が小さくなる傾向が現れた。締固めによって吹き上げ口から離れた位置のコンクリートが密実化され、一軸圧縮強度の低減が防げたと考えられる。

試験体表面のあばた面積率を濃淡表示した結果を図-4に示す。締固めありの場合は締固めなし場合に比べて、あばた面積率が全域で低減した。また、吹き上げ口から 2m 以上離れた範囲では、パイプレータ通過位置で帯状にあばた面積率が 1%以下に低減した。

一軸圧縮強度の分布やあばた面積率の結果から、引抜きパイプレータによる締固めによって、コンクリートの品質のばらつきが小さくなることがわかった。

3.3 模型実験 3

a. 実験概要

模型実験 3 ではコンクリートの打込みからの経過時間とパイプレータの牽引荷重の関係、コンクリート圧力と覆工背面の充填状態の関係を調べた。内空断面が幅 0.5m、覆工厚さ 0.3m、長さ 10.5m の型枠を用いてポンプ圧送によるコンクリートの打込みを行った（写真-3）。既存の巻き取り式パイプレータによる締固めのトラブル事例より、コンクリート打込み時にパイプレータケーブルが流され、蛇行による牽引荷重の増加が予想された。その対策として、実験ではコンクリート打込み前に先端ワイヤをセントルに固定し、巻き取り装置により

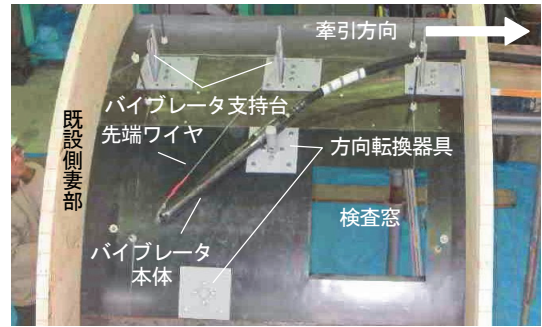


写真-1 方向転換の確認状況 (模型実験 1)

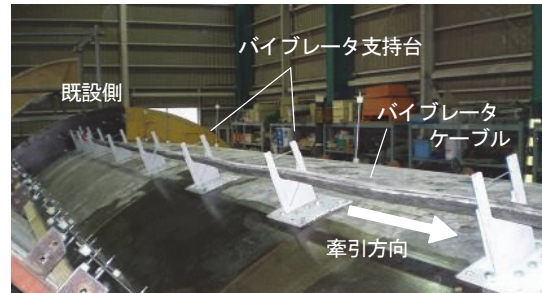


写真-2 パイプレータ支持台およびパイプレータの設置状況 (模型実験 2)

表-1 コンクリートの配合 (模型実験 1~3)

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
40	15	66	45.0	160	242	844	1063	2.59

※セメント：普通ポルトランド、混和剤：ポゾリス No.70

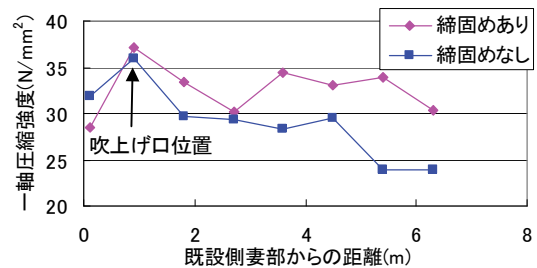


図-3 一軸圧縮強度分布

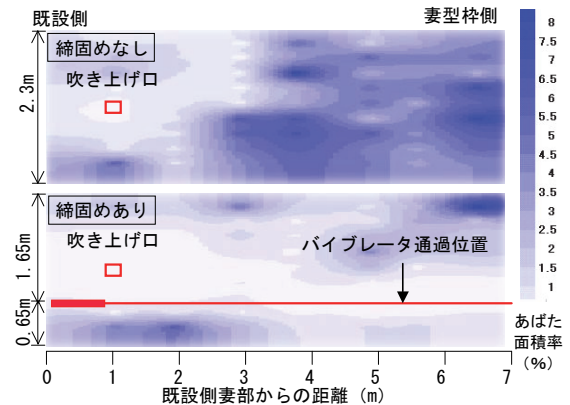


図-4 あばた面積率分布の比較

パイブレータケーブルに0.5kNの緊張力を与え、パイブレータが直線状の姿勢を維持するようにした。締固め時にはパイブレータの緊張力を取り除いて先端ワイヤを切断した後、パイブレータを牽引して牽引荷重と牽引長を測定した。圧力計は、既設側妻部から0.375m(圧力計①)、0.375mからは1.5mおきに9.375m(圧力計②～⑦)までの7ヶ所に設置した。なお、コンクリート打込み時から締固め完了後数時間までコンクリート圧力を測定した。コンクリート硬化後には、脱型して背面側のコンクリートの充填状態を目視観察した。

b. 実験結果

コンクリート打込み開始から牽引開始までの時間と最大牽引荷重の関係を図-5に示す。牽引開始までの時間が増すにつれ、牽引荷重が指数関数的に増加する傾向が得られた。締固め時の牽引荷重の変化は、図-6に示すように牽引開始時にパルス的に荷重が発生し(0.5～14.2kN)、その後は妻型枠部まで0.1～1kN程度の低荷重であった。これは、牽引開始時にパイブレータとコンクリートの付着を切るために、パルス的に荷重が発生したと考えられる。以上より、時間の経過と共にパイブレータとコンクリートの付着が強くなり、その付着を切るために荷重も大きくなると考えられる。トラブルによる打込みの中断があった場合には、パイブレータの破断強度(25kN)に対する安全率を2.5として、吹き上げ口からの打込み開始から2時間(牽引荷重が10kNに相当)後までに引抜くことが適当と考えた(図-5)。

コンクリート圧力の推移を図-7に示す。打込み完了後のコンクリート圧力は徐々に低下し、締固め時に本体部が通過した直後に大きく低下する結果が得られた。打込み完了後の圧力低下は型枠継ぎ目からブリージング水が漏出し、締固め時の大きな圧力低下は、高い圧力状態にあるコンクリートが低い圧力状態の位置に移動したことが加わって発生したものと考えられる。

締固め後のコンクリート圧力と背面側の充填状態との関係を図-8に示す。締固め後のコンクリート圧力が8.5kPaより大きくなると背面側までコンクリートを確実に充填できることを確認した。覆工厚さが30cmの場合、コンクリート圧力が自重相当圧力である7kPaになると背面側まで充填できることになる。また、別に行った圧力計の性能実験でも測定したコンクリート圧力が実際の圧力に対して最大2kPa程度のばらつきが見られた。このばらつきは、モルタルの場合よりもコンクリートの場合が大きく、粗骨材が圧力計の受圧面に点接触することによる影響と考えられる。このような結果から最小管理圧力は10kPaとした。したがって、クラウン部のコンクリート打設ではコンクリートの充填性を確保するための最小管理圧力とセントルの載荷許容圧力を基に設定した最大管理圧力の範囲内でコンクリート圧力を管理する方法を採用した。

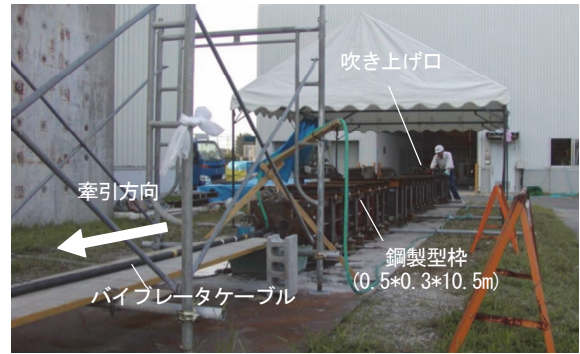


写真-3 牽引荷重の測定準備状況 (模型実験3)

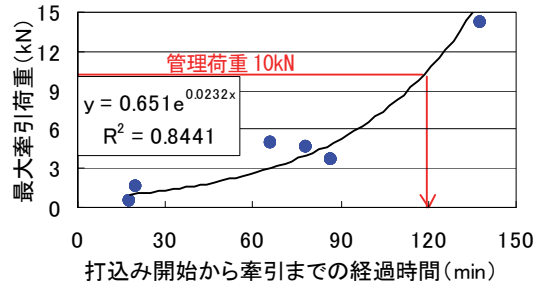


図-5 経過時間と牽引荷重の関係

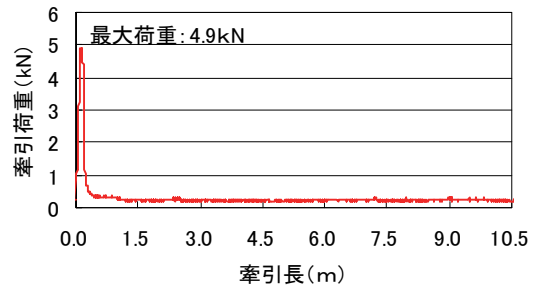


図-6 締固め時の牽引荷重の例

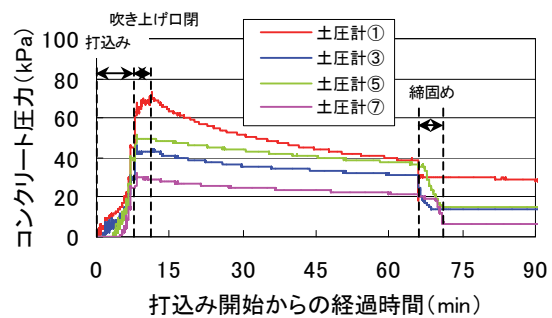


図-7 コンクリート圧力の例

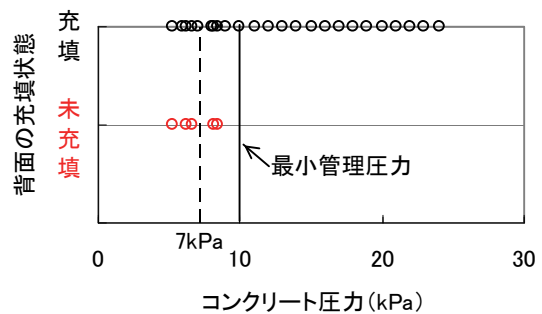


図-8 コンクリート圧力と背面の充填状態

4. 現場実証実験

4.1 実験概要

a. 全断面連続締固めシステムの適用

本システムを南丹園八 1 工区農用道 1 号トンネル工事に適用した。各種器具および装置の配置状況を図-9 に示す。ケーブルのたるみが大きくなるように、パイプレータ支持台の設置間隔は 3m 以下とした。

トンネル坑外において、側壁部のパイプレータを上方に移動し、方向転換器具に沿って水平方向に転換する動作を確認した(写真-4)。また、先端ワイヤをセントルに固定し、パイプレータに緊張力を導入する動作を確認した(写真-5)。

b. コンクリート圧力管理手法

アーチクラウン部のコンクリート圧力管理のため、パイプレータが通過する位置に沿ってセントルの 4ヶ所(既設側妻部から 0.375m、1.875m、4.875m、7.875m)に圧力計を設置した(図-9)。打込みはコンクリート圧力を表示装置で確認しながら、模擬実験の結果から設定した覆工背面の確実な充填を確保するための最小管理値 10kPa と型枠の安全性を確保するための最大管理値 60kPa の範囲で行った。また、クラウン部覆工背面側のコンクリート充填状態を検知するため、防水シートの 5ヶ所(圧力計と同じ位置に加えて既設側妻部から 10.1m の位置)に充填検知器¹⁾を両面テープで接着し、充填状態を測定した。

c. コンクリートの配合

覆工コンクリートの設計基準強度は 18N/mm² であるが、所定の細骨材率を確保できないことから呼び強度 21N/mm²、高炉セメント B 種のコンクリートを使用した。配合を表-2 に示す。

d. 性能確認項目

現場実証実験では、コンクリート圧力管理による覆工背面の充填状態、シュミットハンマー試験による一軸圧縮強度の比較、覆工表面のあばたや色むらの発生状況について本システムの性能を確認する。

4.2 実験結果

a. コンクリート圧力と覆工背面の充填状態

コンクリートの打込みや締固めにともなって変化するコンクリート圧力と充填検知器 2 および充填検知器 4 によるコンクリートの充填状態を時系列で対比した結果を図-10 に示す。コンクリート圧力は打込み経過時間とともに増加し、打込み終了時に最大となる。また、コンクリート圧力は吹き上げ口に近いほど大きく、離れるほど小さい。圧力計 2 では締固め前のコンクリート圧力の最大値が 50kPa と大きく、締固めによって圧力が 32kPa まで低下しても覆工背面には空隙が発生しない。これに対して、吹き上げ口から離れた妻型枠側の圧力計 4 では締固め前のコンクリート圧力の最大値が 17kPa と小さく、

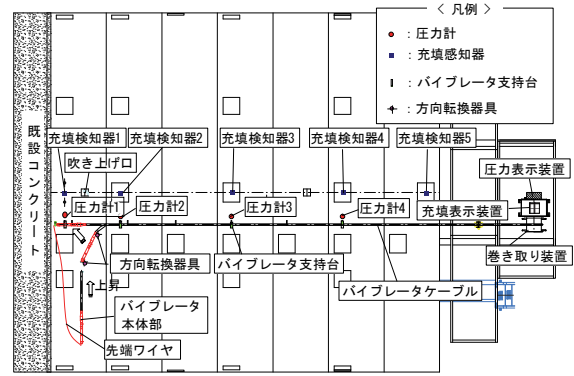


図-9 締固めシステムの配置(平面図)



写真-4 パイプレータの方向転換状況

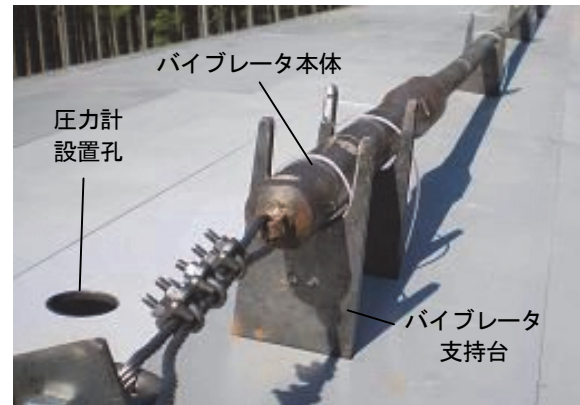


写真-5 パイプレータの固定状況

表-2 コンクリートの配合(現場実証実験)

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
40	15	60	41.9	170	283	742	1081	2.64

※セメント：高炉セメントB種、混和剤：ポゾリス No. 70

締固めによって圧力が 8 kPa まで低下すると覆工背面には空隙が発生した。しかし、コンクリートの再打込みによって圧力が 10kPa まで回復すると、再びコンクリートで充填された。以上の結果から、提案した圧力管理方法が適切であることを確認した。

b. シュミットハンマー試験

材齢 7 日の覆工コンクリートにシュミットハンマー試験²⁾を適用し、測定した反発度から一軸圧縮強度を換算式により推定した。本システムのバイブレータ通過位置の圧縮強度、これと同様な位置で従来の人力による締固めを行った場合の圧縮強度を比較した結果を図-11 に示す。一軸圧縮強度は本システムで締固めた方が測定位置によるばらつきも少なく、相対的に大きい。締固めと再打込みによってコンクリートが均質かつ密実化したものと考えられる。

c. 画像解析による色むらの評価

仕上がり状態に影響を与えるあばたや色むらの評価に明度の標準偏差³⁾を指標として本システムの効果を定量的に評価することを試みた。この評価手法では、あばたや色むらが少ないほど、明度の標準偏差が小さくなる。本システムを適用した覆工コンクリート表面のバイブレータ通過位置に 51ヶ所の解析対象領域(0.2m×0.2m)を一列に設定し、画像解析により明度の標準偏差を求めた。また、比較のため、従来方法による締固めを行った区間についても同様な位置に解析対象領域を設定し、明度の標準偏差を求めた。それぞれの明度の標準偏差の結果を図-12 に示す。従来方法により締固めた場合の明度の標準偏差は 3.5~13.5 であり、バイブレータによる締固め困難な既設側が相対的に大きくなる。これに対して、本システムのバイブレータが通過した位置における明度の標準偏差は 2.9~7.9 の範囲にあり、位置による違いが見られない。これは、仕上がり状態のばらつきが小さいことを示している。

5. あとがき

トンネル覆工コンクリートの品質向上を目的として、側壁部からアーチ部を経由して妻型枠部までを連続して締固める引抜きバイブレータとコンクリートの圧力管理による全断面連続締固めシステムを提案し、模型実験と現場実証実験を行った。模型実験ではバイブレータによる連続的な締固めを行うことによって、コンクリート硬化後の一軸圧縮強度の分布が一樣化され、さらに表面のあばたを低減でき、品質が向上することを確認した。また、コンクリートの圧力管理方法を提案し、覆工背面に空隙を発生させない最小管理圧力を見出した。現場実証実験では、本システムを用いることにより覆工背面に空

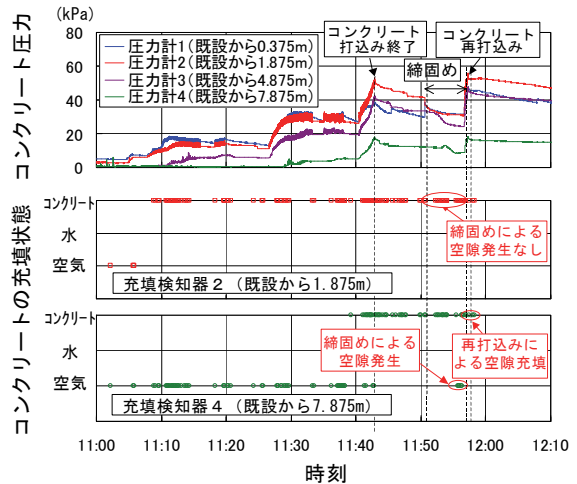


図-10 コンクリート圧力と覆工背面の充填状態

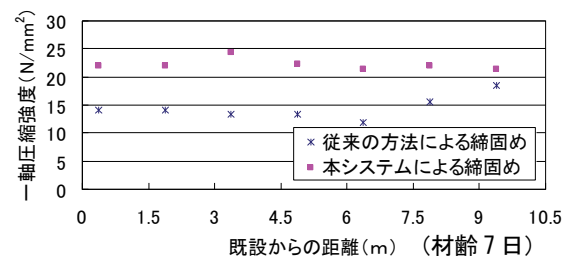


図-11 シュミットハンマー試験による圧縮強度

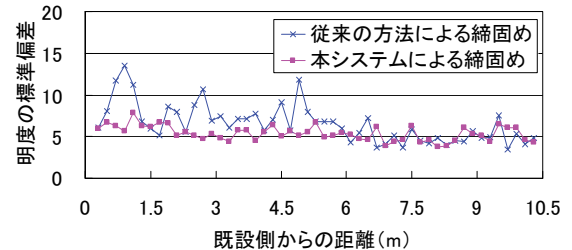


図-12 コンクリート表面画像の明度の標準偏差

隙がなく、圧縮強度および仕上がり状態が向上した覆工コンクリートの施工が可能であることを確認した。

【参考文献】

- 金子 稔、坂井 孝、安田正雪、末岡英二、「振動を利用したコンクリート充填検知システムに関する基礎実験」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 24、No. 1、pp. 1527-1532、2002. 6
- 土木学会、「硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法 (JSCE-G 504-1999)」、コンクリート標準示方書 (規準編)、pp. 243-246、2005
- 岡本 修、大塚秀三、中田善久、藤井和俊、穴澤雅明、末永孝昭、清水五郎、毛見虎雄、「画像解析手法による打放しコンクリートの色むらの評価 (その1)」、日本建築学会コンクリート工学年次講演集 (関東)、pp. 189-190、2006. 9

地盤改良の評価技術の研究

—比抵抗トモグラフィによる水みち検出方法の適用性の検討—

Study on Performance Evaluation Technique of Ground Improvement

- Examination for Applicability of Water Leakage Detection

by Resistivity Tomography -

清水智明* 今泉和俊**

要 旨

薬液注入による地盤改良の遮水性能を正しく評価できる手法の確立は、改良体に対する信頼性の向上、コストダウンにつながる。そこで著者らは、改良体の水みちを検出する方法を研究してきた。比抵抗トモグラフィが水に感度の高い探査であることに着目し、それをういた漏水位置の検出方法を考案した。具体的には、導電率の高い即ち電気を通し易いトレーサーを水みちに沿って分散させ、地盤内の比抵抗変化をモニタリングするものである。考案した方法の適用性を検証するために地盤内に模擬改良体を作製して、水みち検出の実験を行った。その結果、本方法の原理の妥当性が確認できた。

キーワード：比抵抗モニタリング、トレーサー、薬液注入

1. まえがき

薬液注入工法は建設工事の多くの場面で適用される。一方、その遮水性能を正確に評価する手法がないために、遮水性能に関する不確実性を改良体の厚さを増すことで担保しているのが現状である。また、その不確実性のために薬液注入工法が棄却され、代わりにコストの高い凍結工法などが採用されるケースも多い。したがって、薬液注入の遮水性能を正しく評価できる手法の確立は、水みちを再注入等で充填する技術との連携により、改良体に対する信頼性の向上、コストダウンにつながる。

このような背景から、本研究では、改良地盤の水みちを事前に検出する技術を研究してきた。本研究で対象としている具体的な適用場面は、例えば地下水位を下げられない都市部山岳工法トンネルの切羽前方に造成される遮水ゾーンや、シールド工法の発進・到達・合流部における防護工などである。

本研究では、物理探査法の一つである比抵抗トモグラフィを活用した水みち検出方法を考案し、その適用性を実験により検討した。

2. 考案した水みち検出方法の原理

地盤改良において改良範囲の確認は品質確保のために重要である。そのため、チェックボーリングや物理探査

法を用いた手法は従来より行われてきた。しかし、従来方法では改良範囲を精度よく同定できても改良体内に水みちが無いことを判定できるわけではないので、水みちに対する補注注入を合理的に実施するためには水みちの有無および位置を検出することが重要と考えられる。そこで比抵抗トモグラフィを用いた水みち検出方法を考案し、その適用性について検討した。

比抵抗トモグラフィは、地盤内または地表に設置した1ないし2点の電極に通電し、その際に発生する電位分布を別に設置した電位電極で測定するものである。測定される電位は通電量と地盤内の比抵抗分布によって決定される。したがって測定された電位から非線形最小二乗法等の逆解析により地盤内の推定比抵抗分布が得られる。

比抵抗とは、単位面積、単位長さ当りの電気の流れにくさを表し、材料固有の値を持つ。地盤の比抵抗は間隙水の導電率、間隙の飽和度、間隙率、土粒子固有の導電率、地盤の温度等多くのパラメータの影響を受ける。このことから、比抵抗分布のみから工学的に有意な特性を求めることは困難である。したがって、従来の比抵抗探査法では比抵抗トモグラムと既存情報や経験的知見とを組み合わせることで熟練者による解釈が行われてきた。しかし、比抵抗の変化に着目した場合、それに影響を及ぼす要因は限定される。上記要因のうち、一般的に土粒子固有の導電率や、地盤の温度は短期的には変化が少なくと考えられ、比抵抗変化に及ぼす要因は間隙水の導電率と間隙

*技術本部東京土木技術部 **技術研究所

の飽和度の変化に絞り込むことができる。

このことを利用して遮水を目的とした薬液注入による改良地盤における水みち検出方法を考えた。図-1はその一例を示した概念図である。図のような台形の閉じた地盤領域の中央に壁状の改良地盤があり、その中の1箇所に通した水みちが存在する場合を考える。そして改良地盤の右半分の領域に導電性のトレーサーを湛水する。するとトレーサー中のイオンは分散あるいは浸透によって水みちを通過して左半分の地盤領域に移動する。その結果、イオン濃度が水みちの出口付近より上昇し、徐々に外側に広がっていく。トレーサーは導電率が高いため、地盤の比抵抗を低下させるので、上記の現象により比抵抗も出口付近より低下し始め、低下域は徐々に外側に広がる。したがって、比抵抗を湛水開始からモニタリングし、ある時点から比抵抗が低下し始める箇所が漏水位置であると仮定した。

上記の仮定が原理的に妥当であることを検証するために、模擬地盤内に模擬改良体を作製して、トレーサーを湛水し、比抵抗トモグラフィのモニタリングによる水みち検出実験を行った。

3. 水みち検出実験の方法

実験では、図-2に示すような形状で9.5m四方の地山を深さ2.3m掘削し、掘削面全体にゴム製遮水シートを敷設した。実験に用いた模擬改良体は、掘削領域を東西に二分する形で設置した厚さ20cmのモルタル製の壁である。模擬改良体の両側には、模擬地盤として川砂を均等に転圧しながら充填した。模擬改良体には水みちとしてφ25mmの漏水孔を模擬改良体ほぼ中央の位置に貫通させた。

比抵抗トモグラフィの電極には直径10cmの銅製の円盤を用いた。電極は漏水孔を含む南北方向に中央の断面に配置した。断面内においては図-3に示すように漏水孔を取り囲むようにπの字型に10cm間隔で配置した。また、実験では比較的地表面から浅い場所を観測対象とするため気温変化の影響を受けることが予想された。そのため、図に示す8箇所に熱電対を配置して観測値を温度補正した。

トレーサーには10%食塩水を使用し、供給は地上に設置したタンクから東側水位制御孔(有孔パイプ)に自然流下させた。そして図-3のように漏水孔の10cm下の高さまで東側の地盤にトレーサーを湛水した。今回のトレーサーの水位は、移動が浸透によらずイオンの分散のみに限定される、検出に最も時間を要する条件を想定して設定した。なお、今回の実験では便宜的に塩水を用いたが、実際には改良体に害の少ないトレーサーを用いる必要があり、その点については今後解決しなければならない課題の一つである。

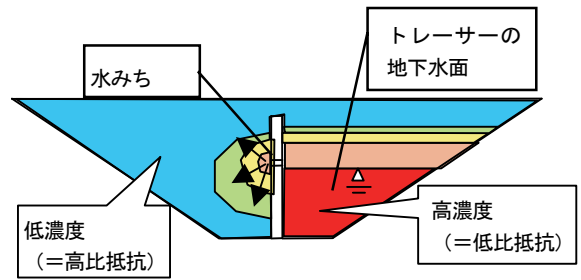


図-1 トレーサーの移動現象の概念図

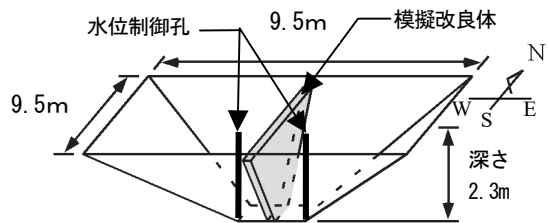


図-2 模擬地盤・模擬改良体の形状

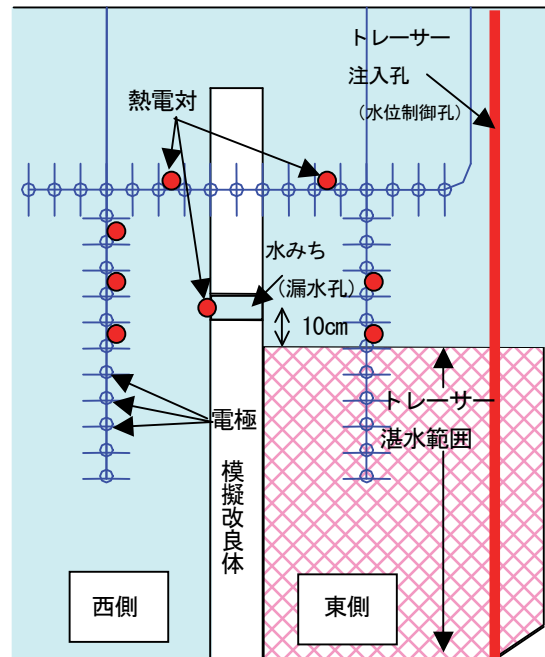


図-3 模擬地盤内の配置



写真-1 砂の比抵抗測定用アダプタ

電気探査法で一般的に用いられるのは測定効率の良い2極法であるが、今回の模擬地盤はゴム製遮水シートにより周辺地盤と絶縁されているため、遠電極と模擬地盤内の電極との間を通電することはできない。そのため、比抵抗トモグラフィには4極法を採用した。

4. 地盤材料の比抵抗の特性

今回模擬地盤に用いた材料は霞ヶ浦産の中目川砂である。この砂の比抵抗を含水比、間隙比、温度、間隙水比抵抗（電解質濃度）を様々に変化させて測定した。含水比の調整には精製水を用いた。

測定は市販の小型比抵抗測定機に自作アダプタを接続して測定した。アダプタを写真-1に示す。アクリル製の筒と塩化ビニル製の上下の蓋より構成されており、上下の蓋に電流電極として銅の円盤が、電位電極として筒を1周する形で2箇所帯状の銅板が付けられている。これを組み立て、筒内に試料を詰め込んで通電する。各電極は軸方向に等間隔に配置されており、両端を通電して中間の2点で電位測定するウェンナー型の電極配置となっている。

図-4に間隙率と飽和度の積である体積含水率と比抵抗の逆数である電気伝導率の関係を示す。体積含水率の増加とともに電気が流れ易くなり、電気伝導率が増加する。試料の突固め方を変えてみたが、体積含水率と電気伝導率の関係は突固め方によらずほぼ同一の一次関数で表される。したがって、今回の試料については他の条件が同じであれば電気伝導率は体積含水率で一意に定まることが分かる。

次に間隙水の比抵抗への影響を調べた。間隙水に3、10、15%の3種類の食塩水を用いて同様の測定を行い、体積含水率を0.10に固定して電気伝導率を求めた。間隙水のNaCl濃度と試料の電気伝導率（体積含水率0.10時）の関係を図-5に示す。

次に試料の電気伝導率と温度の関係を調べた。精製水で調整した体積含水率0.10の湿潤砂と塩水に浸漬した砂について断熱容器内で一定温度に制御した状態で電気伝導率を測定した。温度を10~40℃の範囲で変化させた結果、温度と電気伝導率の間に図-6に示す関係が得られた。縦軸は計測された電気伝導率を25℃時の電気伝導率で除して正規化しており、正規化された電気伝導率を用いる地盤材料の種類によらずほぼ1本の曲線（計測した温度範囲においてはほぼ直線）に乗る。このことは既往の研究結果とも整合する¹⁾。

一方、比抵抗トモグラフィで測定される電位は領域内の地盤の比抵抗の温度依存性が累積した結果であり、厳密に温度補正を施す場合には、場所ごとの比抵抗に対してその場所での温度で補正した値を用いて解析することが必要である。しかし、本実験では寄与率の高い電極周

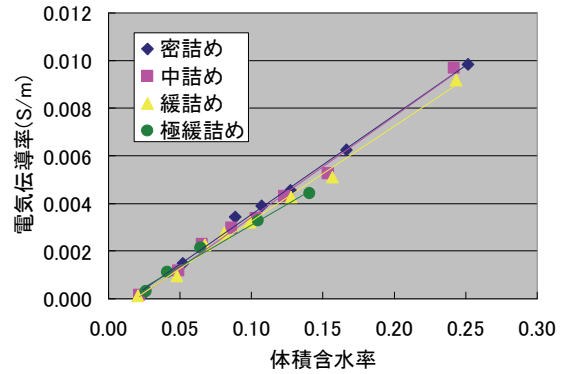


図-4 体積含水率と電気伝導率の関係

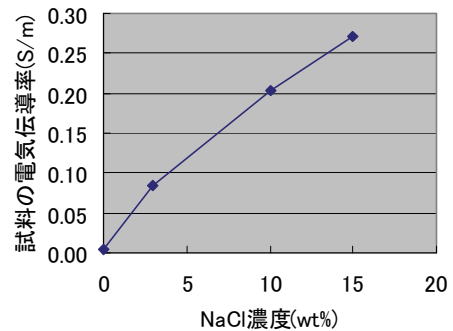


図-5 間隙水のNaCl濃度と試料の電気伝導率（体積含水率0.10時）の関係

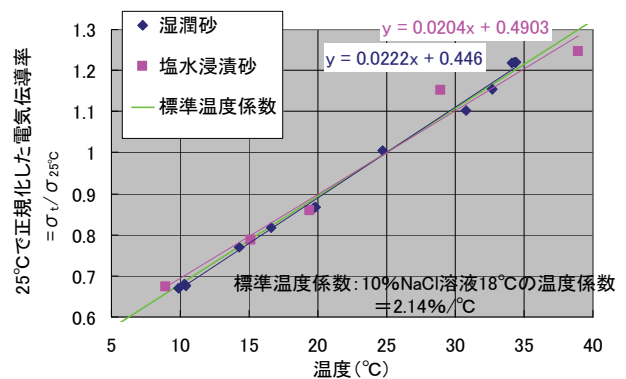


図-6 温度と試料の電気伝導率の関係

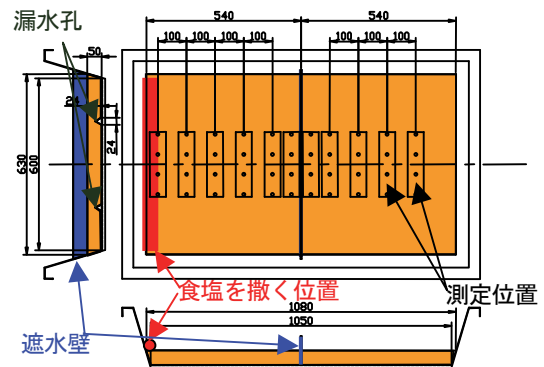


図-7 実験装置の形状

辺の測定温度の精度が重要と考え、電極周辺に設置した 8 箇所熱電対による温度の平均値から図-6 の線形回帰式に則って、測定より得られた見かけ比抵抗を 25°C 相当の値に換算することで温度補正を行っている。

5. 事前予測解析

5.1 目的

本実験の成否は水みちからトレーサーが分散することにより、どの時点でどの程度の比抵抗の変化とコントラストが現れるかにかかっている。そこで、事前に予備実験と数値解析により実験時の比抵抗変化を予測した。なお、ここで述べている分散とは、物質の拡散と分散による移動を包括したものである。拡散とは水中での純粋な拡散、つまり物質の分子運動に起因する移動（分子拡散）を意味する。

一方、土中の間隙の大きさがそれぞれ違うために、間隙ごとにその中の水のもつ流速が異なることにより、局所的な溶質の移流が空間的にランダムな方向に発生する。土中のこのような移動は分散と呼ばれる²⁾。

本実験は体積含水率 0.1 程度の不飽和状態の砂中で行われるため、水分移動は少なく、NaCl の濃度の拡散が比抵抗変化において支配的になると予想し、Fick 則に基づく NaCl の拡散現象を FEM により予測した。初めに室内での簡易拡散実験によって対象地盤内における NaCl の拡散係数を同定した。

5.2 拡散係数の同定

拡散係数は実験的に同定した。図-7 のように、プラスチック容器内に砂を入れて、間隙率、含水率を実験時に予定している平均的な値に調整した後、容器の 1 辺に食塩（純度 98% の NaCl）を撒きだした。容器は遮水壁により中央で左右に分かれており、遮水壁には漏水孔として 2 箇所の小孔があいている。そして図に示す 10cm 間隔の位置で定期的に 4 極法による比抵抗探査を行った。測定期間中、体積含水率を一定に保つために容器の上部は蓋をして密閉したうえで、蒸散による微小な水分の減少分を霧吹きで定期的に表面に補填した。通常拡散係数を求めるにはカラム試験が用いられるが、本実験では拡散係数を高精度に求めることが主目的ではないこと、および中間の遮水壁の影響で何らかの不測の現象が起きるか否かを予め確認しておくため、上記のような方法を採用した。

得られた測定値から拡散係数を求めるために図-8 のフローに示す解析を実施し、最終的に測定値との残差が最小となる拡散係数を採用した。実験の結果、図-9 に示す比抵抗探査で測定された電位分布の推移が得られた。図のように中央がほぼ境界となるために初期状態では ω 型の電位分布を示す。つまり左右各領域の端部では電流が流れにくいために電位が上昇し、中間では電流が流れ

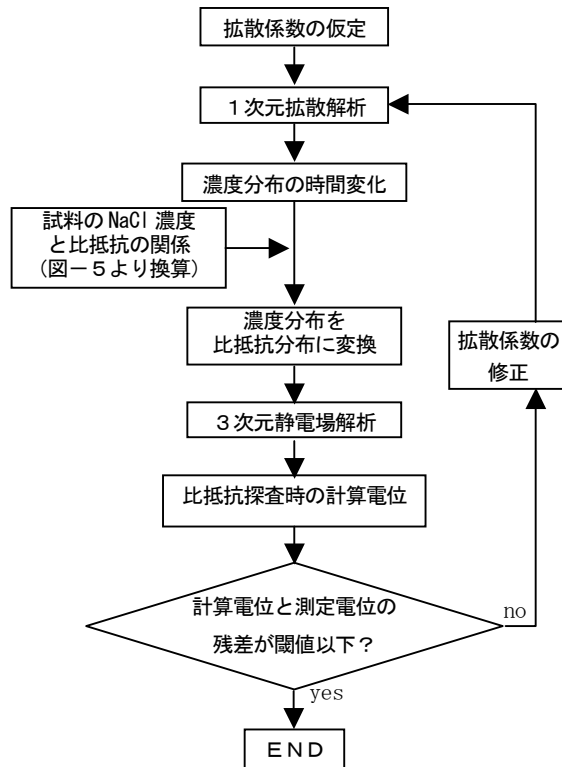


図-8 拡散係数導出フロー

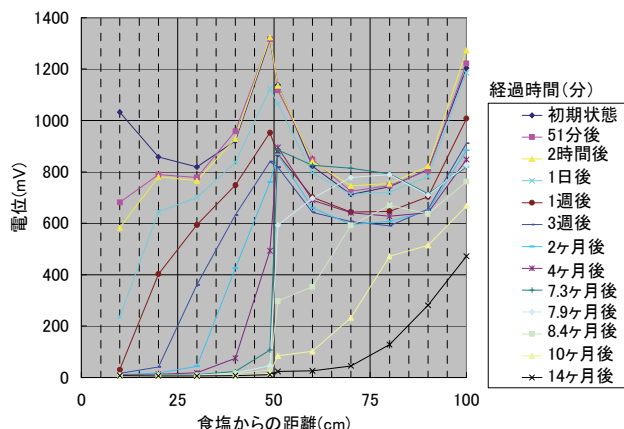


図-9 比抵抗探査による電位分布の推移

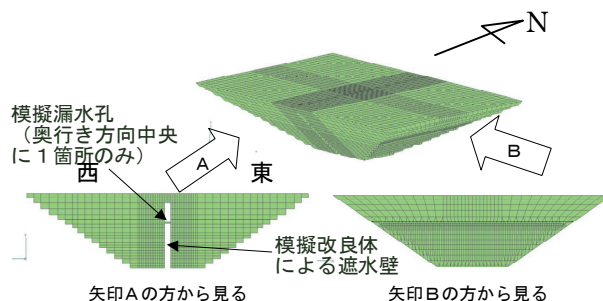


図-10 解析モデル

易く電位は低くなっている。時間経過とともに食塩に近い位置から NaCl の影響で比抵抗が低下し、電位も低下

する。その後、NaCl の拡散により比抵抗の低下が遠方に及んでいく。最終的に逆解析により得られた拡散係数は $6.45 \times 10^{-6} (\text{m}^2/\text{h})$ となった。

5.3 解析結果

図-10 に示す解析モデルで東側の所定深度以下の領域に塩水を湛水し、前節で算出した拡散係数に基づいて比抵抗分布の変化を算定した。結果は次章の実験結果と対照できるよう、図-11 の右列に示す。

6. 実験結果とその考察

杉本³⁾ は電気探査の時系列データの解析法として差トモグラフィ法を提案した。この方法によれば各時期のインバージョン結果の差を取る従来の方法に比べて逆解析時のノイズの影響を低減し、微小な比抵抗変化を精度良く求めることができる。本実験でもトレーサー注入直後のデータを初期データとしてこの手法を用いた。図-11 に漏水孔周辺の比抵抗変化率分布の変遷を示す。

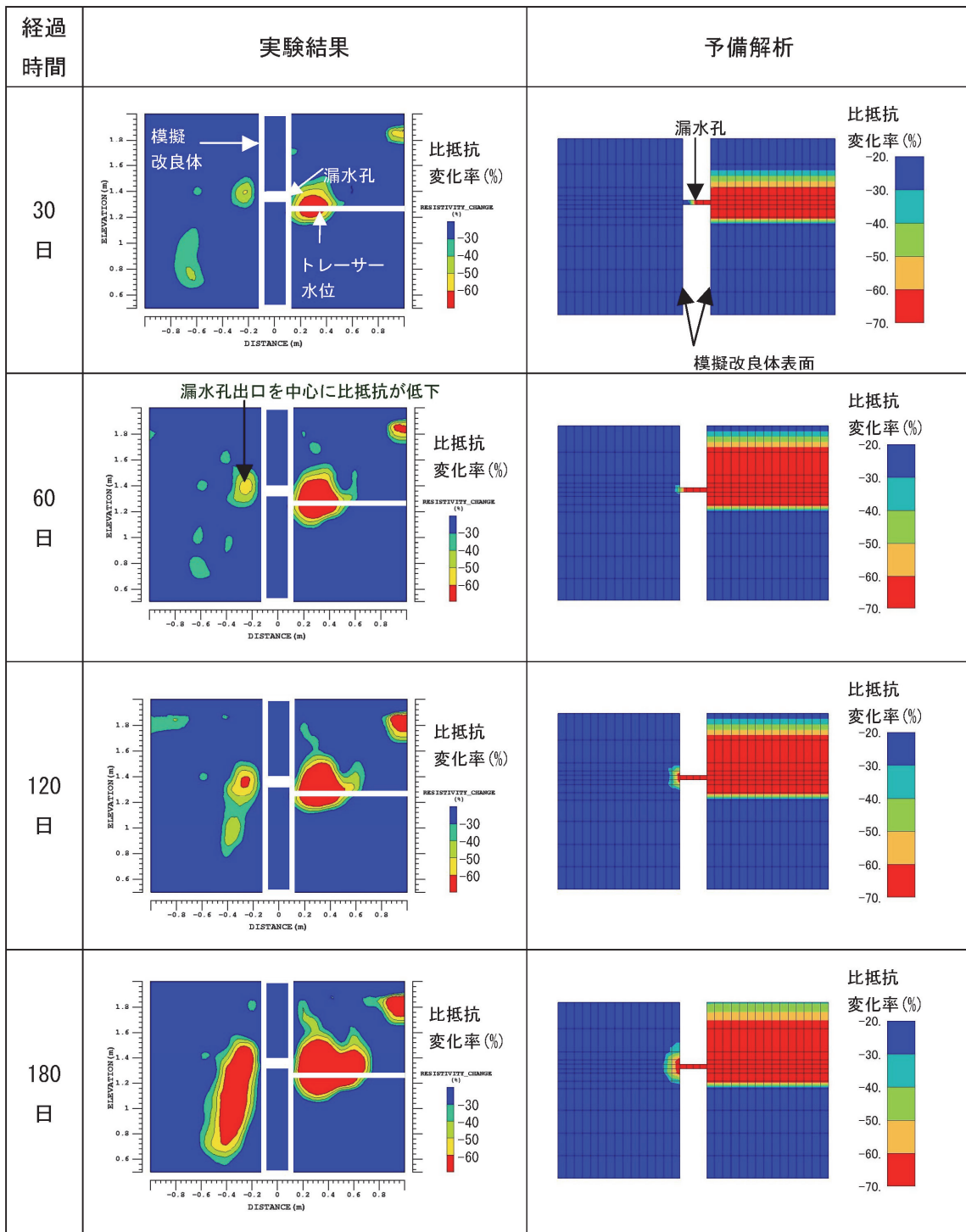


図-11 実験結果と予備解析による比抵抗変化率分布の変遷

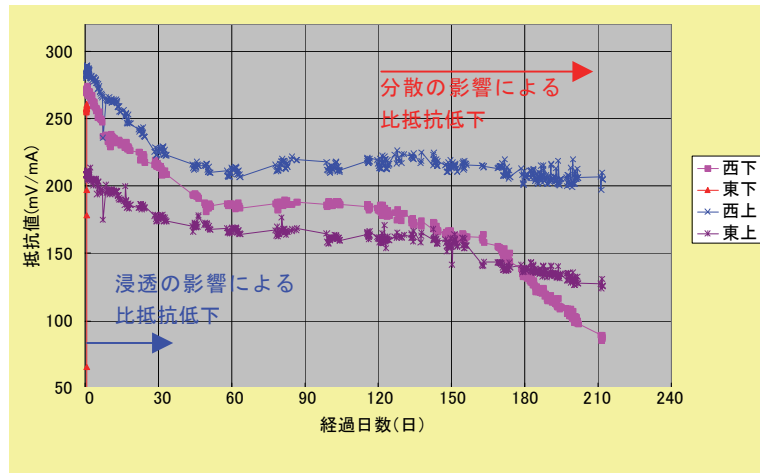


図-12 見かけ比抵抗の定点観測結果（温度補正済）

ここで、比抵抗変化率とは、

$$\text{比抵抗変化率} = \frac{\text{逆解析結果} - \text{参照断面の比抵抗}}{\text{参照断面の比抵抗}}$$
 と定義される。本検討の場合、変化の方向は比抵抗が低下する方向に限定されるため、以下、これを比抵抗低下率とする。また、塩水投入直後を参照断面とした。
 注入後 30 日で漏水孔出口を中心とした比抵抗低下が現れ始め、中心での比抵抗低下率は 50%である。60 日経過すると比抵抗低下はより顕著になり、範囲も拡大する。120 日になると中心での比抵抗低下率は 60%を超え、そこが漏水孔出口であることがより明らかとなるが、重力の影響で低下域が下方に広がってしまい、漏水孔出口の検出という意味ではややぼやけてしまう。さらに 180 日になると凡例のレベルの取り方にもよるが、西側の模擬改良体近傍の比抵抗が全体的に低下してしまい、その断面図だけを見てもどこから漏水しているか全く分からなくなってしまう。

一方、東側の領域に着目すると、模擬改良体に近いところは大きく比抵抗が低下し、時間経過とともに範囲が広がっているが、模擬改良体から離れるにつれて比抵抗低下の程度が小さくなっている。

これらの結果を予備解析結果と比較してみる。まず東側の領域では、予備解析では模擬改良体からの距離に関係なく一様に上方に比抵抗低下領域が広がっている。しかし、実験では模擬改良体近傍のみで比抵抗低下が発生している。解析で考えている分散は拡散の分のみとしているため、分散係数は等方的であると仮定しているが、実際には重力の影響で移動方向によって異なる値をとる。つまり上方に拡散しても、その結果間隙水の比重が重くなって下向きの力が作用するため、解析で予想したほど上方には分散しなかったものと考えられる。一方、当初無視できると予想していた不飽和浸透流が実際には発生しており、東西の地盤の水頭の差によって漏水孔を通じて塩水が東から西へ移動していると考えられる。

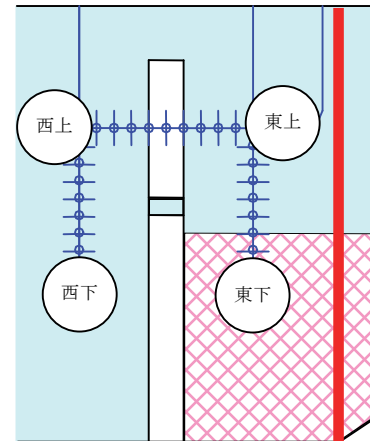


図-13 見かけ比抵抗の定点観測点

図-12 は図-13 に示す 4 箇所測定したウェンナー法による抵抗値の時間変化である。東下の抵抗値は注入と同時に大きく低下し、グラフの表示範囲から外れている。東上、西上、西下での比抵抗の低下は注水直後から始まり、一旦変化が収まった後、西下、東上では 120 日以降再度低下している。最初の比抵抗低下は注水直後から始まっていることから推察して不飽和浸透の影響が現れており、後半の比抵抗低下は注水からかなり時間が経過してから始まっていることから分散の影響と解釈できる。後半の比抵抗低下が西上ではほとんど見られないのは前述の分散における重力の影響のためと考えられる。

以上の考察から、実験では浸透が無視できない程度に影響しており、計画時に考えていたような拡散のみによる最も時間の要する条件での実験とはならなかった。また、緩やかな浸透の下で分散を起こさせることで、水みちの位置を検出できた。

7. あとがき

比抵抗トモグラフィを用いた塩水トレーサーのモニタリングによる水みち検出方法を考案し、実験により適用性を検討した。浸透の影響により比抵抗の低下が予想より早く発生したが、今回考案した水みち検出方法が原理的に可能であることが確認できた。

【参考文献】

- 1) 朴 三奎、朴 美京、松井 保、「地下水と飽和土における比抵抗の温度依存性」、物理探査、Vol. 52、p. 251
- 2) 中野政詩、「土の物質移動学」、東京大学出版会、p. 45
- 3) 杉本芳博、「比抵抗トモグラフィによる電解質トレーサーのモニタリング—数値的検討—」、物理探査学会第 92 回学術講演会講演論文集

地盤のせん断破壊に関する非線形解析

Non-Linear Numerical Analyses of Shear Failure of Grounds

外木場康将* 森田修二* 増井 仁**

要 旨

本論文では、掘削による地盤の初期挙動から崩壊まで評価できる弾塑性有限変形解析手法について、土質模型実験結果との比較からその有効性を検証する。実験・解析とも平面ひずみ条件下で実施し、先受ルーフ工法による地盤掘削を対象とした。ここで扱う有限変形解析の特長として、地盤の限界荷重解析に適している 1 点積分の 4 節点 1 次要素の使用、構成式は地盤のひずみ硬化・軟化およびせん断帯の影響の考慮、非線形解析には implicit-explicit 混合型の動的緩和法の採用が挙げられる。

解析結果は地盤の崩壊過程、ルーフの変形状態に関して実験結果を再現できており、本手法は掘削に対する地盤の挙動予測や解釈に有効な手法であることを確認した。

キーワード：ひずみ硬化・軟化弾塑性モデル、有限変形解析、動的緩和法

1. まえがき

地中構造物の大規模化や WTO/TBT 協定による技術基準の国際規格の遵守に伴い、地盤にも性能設計が求められている。これまでの設計の多くは、地盤材料を線形弾性体と仮定して応力あるいは変形解析を行い、一方で等方・剛・完全塑性体と単純化して古典的安定解析を行っている。しかし、実際の地盤材料（特に、密な砂や過圧密粘土）は、ピーク強度発揮後ひずみがせん断層に局所化し応力が低下するひずみ軟化現象を示す。このため、斜面安定、土圧、支持力問題等では、すべり面上でピーク強度が同時に発揮されないため、すべり面は一気に形成されない。従来の変形と構造全体の安定性を分離した設計手法では、この進行性破壊は表現できない。そこで、性能設計を実用化するために、地盤の初期変形から崩壊に至るまで連続的に追従する解析手法の確立が望まれている。

これまでにこれらの解析手法に関する研究が幾つかなされている。Siddiquee ら¹⁾は弾塑性有限要素法を用いてフーチングの支持力問題における進行性せん断破壊を表現している。また、田中、阿部²⁾は斜面の崩壊モードを弾塑性有限要素法で解析している。そこで、本論文では、トンネルやシールドに代表される土中の水平方向掘削に着目し、初期変形から崩壊までを表現できる解析手法の確立を目指す。解析手法は田中³⁾が開発したフーチング問題に対して安定的に解が得られる弾塑性有限要素解析モデルを有限変形解析 (Total Lagrange) 手法に拡張し、微小変形理論では表現が難しい地盤破壊時の急激な変化について解析の有効性を検証した。

解析手法の有効性の検証は、土質模型実験結果との比較により実施する。解析および実験の対象工法として、先受ルーフ工法（図-1）に着目する。本工法は地盤に先受させたルーフにより荷重を仮受して、地盤の掘削（応力開放）に対し切羽安定・地表面沈下抑制を図る。これにより、鉄道や道路を供用したまま、その直下にボックスカルバートを構築することができる。本工法を実際に適用するに際し、周辺地盤の影響を最小にする適切なルーフの先受長を決める必要がある。図-2 (a) に示すように、先受長が小さいと地盤の支持力が不十分になり、地盤掘削時に地盤やルーフに大きな変形が生じ、最後には地盤の破壊が予想される。一方、図-2 (b) で

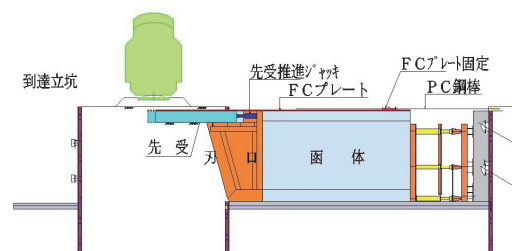
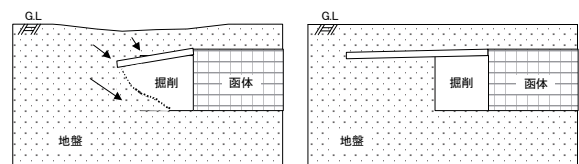


図-1 先受ルーフ工法概要図



(a) : 短い先受長
⇒ 地盤支持力が不足
ルーフの変形・地盤の崩壊
(b) : 適切な先受長
⇒ ルーフ・地盤の保持

図-2 先受長の違いによる地盤変状の差

*技術本部東京土木技術部 **技術研究所

は、先受長が十分なため、地盤への影響が抑制できる。

2. 土質模型実験

2.1 土質模型実験の概要

模型実験概要図を図-3、実験装置を図-4、写真-1に示す。実験装置は、規模として実際の施工に比べ1/30程度を想定しており、幅1.6m、奥行き0.4m、高さ1.3mであり、土被りは25mmでトンネル高さは175mmである。また、外側に補強鉄板を配し奥行き方向への変位を拘束することにより、平面ひずみ条件を確保する。実験の土質材料には含水比5%の豊浦砂を使用する。この土質材料は、過去に実験例^{2),4)}が数多くあり、土層の自立がある程度の高さまで可能である。さらに、土層が崩壊するとき、せん断面の発生機構が比較的観察しやすいという特徴がある。土層は事前の予備実験をもとに平均相対密度が60%になるような締固め回数と巻き出し厚を決定し、1層の厚さが25mmになるように作成する。なお、層毎に破壊モードを確認するための黒砂を敷き均す。実験に使用する豊浦砂の物性値を表-1に示す。先受ルーフにはアルミニウム板(厚さ0.5mm)を使用する。上載荷重は路線荷重を想定し、等分布荷重を与えるために鉛の散弾を土層の上に均一(4.14 kN/m²)に敷設した。地盤掘削に相当する応力開放は函体をモデル化した箱を引抜くことにより模擬した。

以下に実験の手順を示す。

- ① 試料を準備、箱天端まで土層を均一に敷設
- ② アルミ板設置後、土層を地表面まで均一に敷設
- ③ 鉛の散弾を地表面に均一に設置
- ④ 塩ビの箱を引抜くことにより応力開放を模擬
- ⑤ 地表面沈下ならびに土層の破壊モードを測定

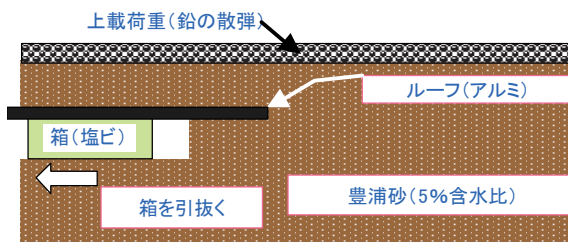


図-3 土質模型実験概要図

表-1 豊浦砂の物性値

項目	単位	
最大粒径	(mm)	0.425
均等係数U _c		1.460
曲率係数U _c '		0.960
土粒子の密度ρ	(g/cm ³)	2.656
最小乾燥密度ρ _{dmin}	(g/cm ³)	1.334
最大乾燥密度ρ _{dmax}	(g/cm ³)	1.647

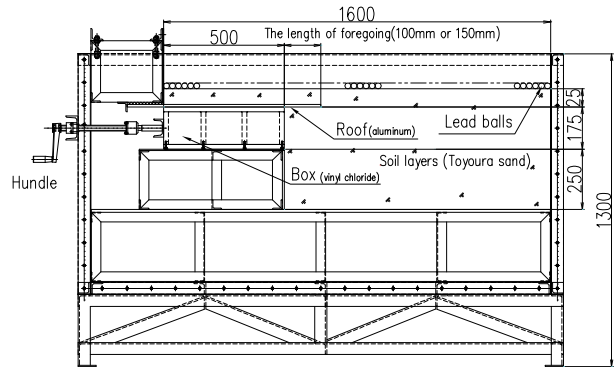


図-4 実験装置断面図

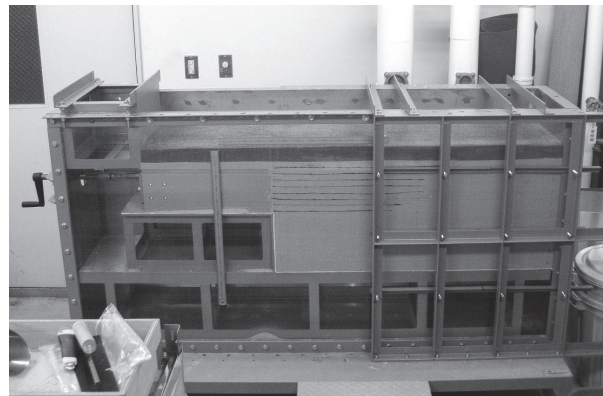
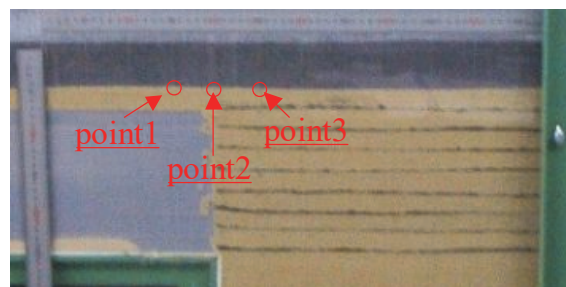


写真-1 実験装置全景

なお、地盤の支持力、ルーフの地盤支持機構を検証するために実験ではルーフ(アルミ板)の土層への先受長を変化させる。Case 1: 10cm、Case 2: 15cmの2ケースを想定し実験を実施する。

2.2 実験結果

掘削距離(箱の引抜き長さ)と地表面沈下量について検討を行う。写真-2に示すポイント(point1、point2、point3)の掘削距離と沈下量について、図-5にCase 1(ルーフ先受長10cm)の結果、図-6にCase 2(先受長15cm)の結果を示す。なお、実験は土層が崩壊して、上載荷重の散弾が土層崩壊箇所流れ込み始め、上載荷重が均一でなくなったときを実験終了としている。



- point1: 引抜き開始箇所から5cm箱側
- point2: 引抜き開始箇所直上
- point3: 引抜き開始箇所から5cm土層側

写真-2 測定箇所位置図

図-5、図-6の比較からルーフの先受長が短いと、地盤の変形が急激に進行することが確認できる。さらに、崩壊までの箱の引抜き長さ（応力開放）が小さいこともわかる。これらの現象は、ルーフの地盤への先受長が短いため、地盤の支持力を十分に受けることができないからと考えられる。

次に、両ケースの土層の破壊モードを示す。写真-3(a)に Case1 における地盤崩壊前（引抜き距離 60mm）の土層の様子、写真-3(b)に地盤崩壊時（引抜き距離 67.5mm）の土層の様子を示す。一方、写真-4(a)に Case2 における地盤崩壊前（引抜き距離 128mm）の土層の様子、写真-4(b)に地盤崩壊時（引抜き距離 150mm）の土層の様子を示す。なお、写真中の点線はせん断帯を示しており、実線はルーフの位置を示している。これらの写真から、Case1、Case2 の両ケースにおいても、ルーフの先端と切羽足元へせん断帯が発生していることがわかる。しかし、Case2 では、ルーフの先端にせん断帯が確認（写真-4(a)）されてから、20mm 程度箱を引抜いて土層が崩壊した（写真-4(b)）のに対し、Case1 ではルーフの先端のせん断帯の発生が確認されたと同時に土層が崩壊（写真-3(b)）した。これらの現象より、破壊モードの特徴として、以下の3点が挙げられる。

- i. せん断帯がルーフの先端に発生している
- ii. せん断帯発生後ルーフの先端と切羽足元へせん断帯が進行している
- iii. ルーフの先受長の違いによる破壊モード（ルーフ

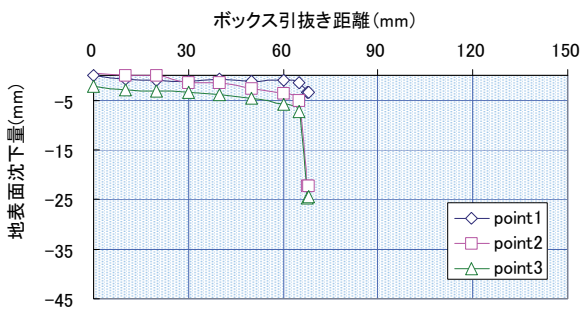


図-5 掘削距離と地表面沈下 (Case1)

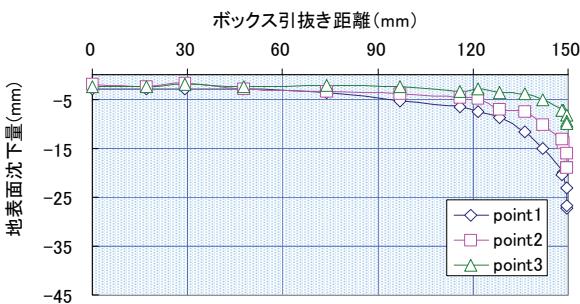
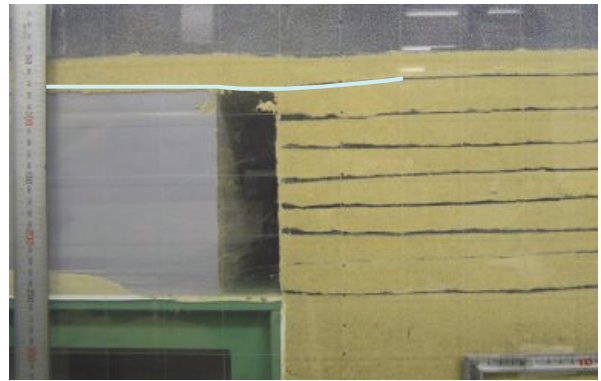
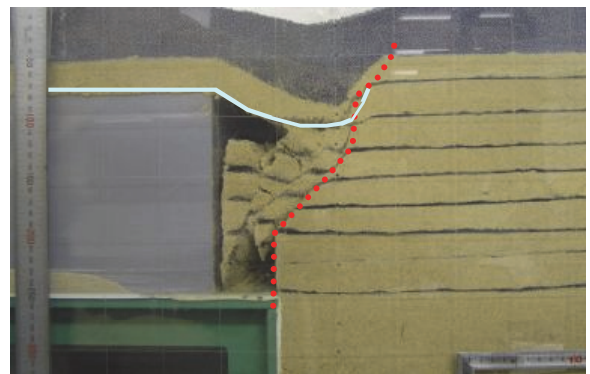


図-6 掘削距離と地表面沈下 (Case2)



(a) 地盤崩壊前の土層 (引抜き距離 60mm)

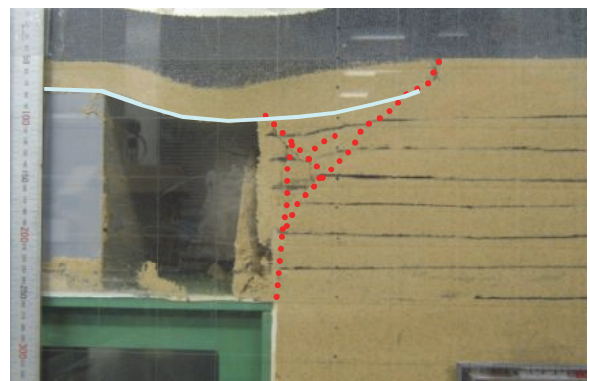


(b) 地盤崩壊時の土層 (引抜き距離 67.5mm)

写真-3 地盤変形とせん断帯 (Case1)



(a) 地盤崩壊前の土層 (引抜き距離 128mm)



(b) 地盤崩壊時の土層 (引抜き距離 150mm)

写真-4 地盤変形とせん断帯 (Case2)

の先端と切羽へのせん断帯の発生)の差異はほとんど無いが、せん断帯が発生してから崩壊までの進行速度に差異が生じている

3. 数値解析

3.1 弾塑性有限変形解析の概要

本報文ではフーチングの支持力問題に安定した解が得られる数値解析モデルを拡張して、弾塑性有限変形解析を実施する。通常の有限要素解析では式(1)に示す微小変形ひずみを用いているのに対し、有限変形解析では式(2)に示す高次項まで考慮したひずみを採用する。なお、有限変形解析の定式化は、変形前の座標系状態を基準とする Total Lagrange 法の定式化を使用する。

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\hat{a}_i}{\hat{\alpha}_j} + \frac{\hat{a}_j}{\hat{\alpha}_i} \right) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\hat{a}_i}{\hat{\alpha}_j} + \frac{\hat{a}_j}{\hat{\alpha}_i} + \frac{\hat{a}_k}{\hat{\alpha}_i} \frac{\hat{a}_k}{\hat{\alpha}_j} \right) \quad (2)$$

ここに、 ε_{ij} : ひずみ、 u_i : 変位、 x_i : 座標軸

本解析手法の特徴として、①有限要素、②構成則、③非線形の解法の3つが挙げられる。以下にその特徴を記載する。

a. 有限要素

有限要素は地盤・ルーフ部に4節点1次の1点積分のアイソパラメトリック要素を用いる。この要素は限界荷重解析に適合する要素であるが、境界条件によっては hourglass モードが発生し解が得られないこともある。しかし、本解析手法では後述する非線形解法の一つである動的緩和法を組み合わせることにより、要素分割と境界条件によらず hourglass モードの発生を抑え、良い効率で解を得ることができる。

b. ひずみ硬化・軟化を有する構成則

本解析手法の構成式については、破壊基準と塑性ポテンシャルは平面ひずみ、非関連流れ則を仮定し、MC-DP混合型のモデルを用いた。MC-DP型モデルは、降伏関数には実験結果を比較的良く表現しうる Mohr-Coulomb 型モデルを、塑性ポテンシャルには π 平面上に特異点を持たない Drucker-Prager 型モデルを適用している。さらに、ひずみ硬化・軟化、せん断帯、異方性の影響を考慮した。これらの構成式を使用した数値計算は、Siddiquee ら¹⁾や田中、阿部²⁾以外にもいくつか報告されている^{5),6)}。

本解析手法はせん断帯を考慮した応力-ひずみ関係を適用する。せん断帯はある程度の一定の幅をもって生じ、このせん断帯幅は材料の平均粒径の約 20 倍である⁷⁾。この「せん断帯内での応力-せん断変形関係が粒径のみに依存する」という現象により、試料の寸法によって応力-ひずみ関係が大きく異なるスケール効果が生じる。

数値解析ではせん断帯の生じた有限要素がその大きさに応じて応力-ひずみ関係が調節されるようになっていなければならない。そこで、本解析手法はせん断帯の形成を考慮した構成関係について以下のような定式化を行った(式(3)、(4))。弾塑性問題では全ひずみ増分は弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和で表される。本解析手法ではせん断帯の効果を考慮するため、要素面積に対するせん断帯面積の面積率の近似パラメータ s を塑性ひずみ増分に乗じることで表現する。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + s \cdot d\varepsilon_{ij}^p \quad (3)$$

$$s = \frac{F_b}{F_e} \cong \frac{w}{l} \quad (4)$$

ここに、 $d\varepsilon_{ij}^e$: 弾性ひずみ増分、 $d\varepsilon_{ij}^p$: 塑性ひずみ増分、 s : 要素に対するせん断帯の面積比、 F_b : せん断帯面積、 F_e : 要素面積、 w : せん断帯幅、

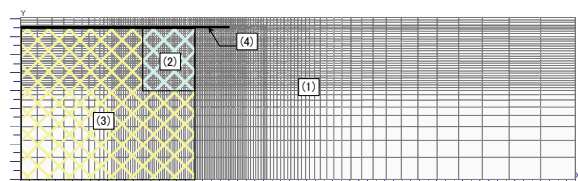
l : 要素長さ

c. 非線形の解法

本解析手法では、非線形の解法に explicit 型の動的緩和法と implicit 型の動的緩和法を混合した解法を採用し、弾塑性問題にはリターンマッピング法を用いた。本解法は、剛性の大きく異なる構造物を同時に解析する場合に有効である。地盤などの弾塑性材料に explicit 型を、アルミ板などの弾性材料に implicit 型を適用した。また、この手法は剛性マトリックスを弾性体に限定して計算をするため他の手法に比べ、収束が速く精度の良い解を与える特徴を有する。

3.2 計算諸条件

図-7 に計算メッシュ図(要素数 4773、節点数 4930)を示す。掘削相当箇所周辺の土層のメッシュサイズは1辺 5.0mm である。数値計算も実験と同様に平面ひ



(1) : 地盤、(2) : 掘削要素・・・explicit 型要素
(3) : 土台・函体、(4) ルーフ・・・implicit 型要素

図-7 計算メッシュ図

表-2 地盤の物性値

項目	単位	
平均相対密度	(%)	60
ポアソン比		0.3
ピーク内部摩擦角	(deg)	51
残留内部摩擦角	(deg)	34
湿潤単位体積重量	(kN/m ³)	15
せん断帯幅	(mm)	3
粘着力	(kN/m ²)	0.98

表-3 弾性体の物性値

項目	単位	土台・函体	アルミ板
ヤング係数	(kN/m ²)	2.5×10 ⁷	7.1×10 ⁷
ポアソン比		0.2	0.2
せん断弾性係数	(kN/m ²)	1.04×10 ⁷	2.96×10 ⁷
単位体積重量	(kN/m ³)	24.5	27.5

ずみ条件する。ルーフについても平面ひずみ要素を使用し、ルーフの変状を適切に表現するため4層から構成した。計算に使用した地盤の物性値を表-2、その他の物性値を表-3に示す。地盤の物性値は、Tatsuokaら^{8),9)}の豊浦砂に関する要素試験の結果を参照した。また、粘着力に関しては田中、阿部²⁾の同定解析結果から得られた値を使用した。

境界条件は、底面は水平・鉛直方向を固定し、側面は水平方向のみ固定する。

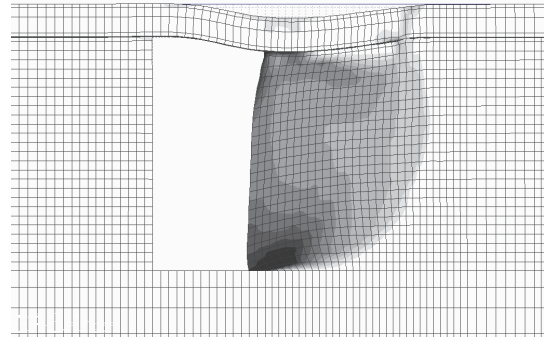
収束判定には荷重ノルム 0.001 を用い、荷重1増分あたり、最大 100,000 回の繰返し計算を行った。

なお、有限変形解析の適用性を検討するため、Case1 を対象に同条件で微小変形理論（有限要素解析）を用いた計算も行い、結果を比較した。

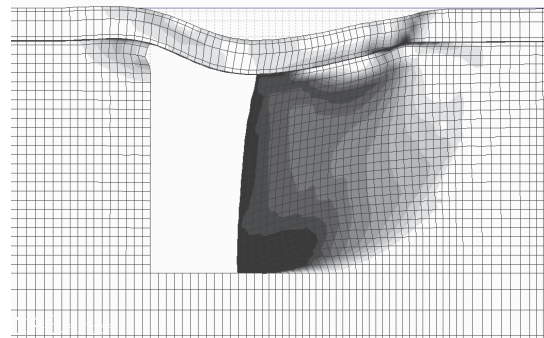
3.3 解析結果と実験結果の比較

図-8 に Case1 における最大せん断ひずみ分布と変形モード、図-9 に Case2 における最大せん断ひずみ分布と変形モードを示す。(a) が地盤崩壊前、(b) が地盤崩壊直後となっている。同図よりどちらのケースにおいても、最大せん断ひずみがルーフの先端と切羽部に集中していることがわかる。また、せん断ひずみが応力開放とともに切羽脚部からルーフ先端に進展しており、計算結果は実験結果を比較的良好に再現しているといえる。しかし、実験と比較して、解析結果のひずみ分布が広範囲にわたっていることがわかる。これは、実験の壁面（亚克力板）と土層の間に摩擦が生じているため、実験での土層の崩壊範囲が小さくなり沈下量に若干の差異が生じたと考えられる。

次に、有限変形解析の適用性について検討する。図-10 に Case1 における地盤崩壊直後の先受ルーフの変状について、実験結果ならびに解析結果を示す。さらに、微小変形理論（有限要素解析）で計算した結果もあわせて示す。実験・解析とも、ルーフは引抜き開始箇所周辺で大きく沈下していることがわかる。さらに、同図の矢印から、実験では、ルーフの沈下にとまない水平方向への移動も生じている。これは、ルーフは高剛性でありルーフ自体の伸びはほとんどなく、ルーフが沈下した分だけ水平移動が生じるためと考えられる。微小変形理論の計算では、このルーフの水平方向の挙動が表現できず、鉛直の変位のみ大きくなっている。一方、有限変形解析では、水平方向の移動についてある程度は表現できてい



(a) 地盤崩壊前の土層（引抜き距離 60mm）



(b) 地盤崩壊時の土層（引抜き距離 67.5mm）

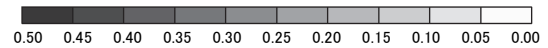
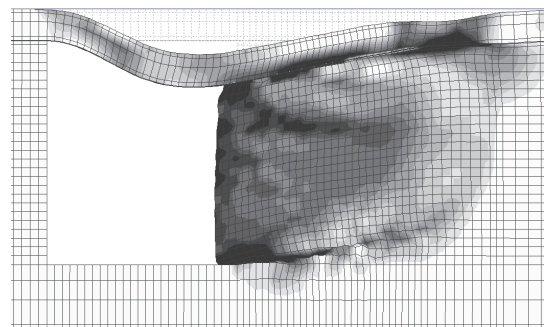
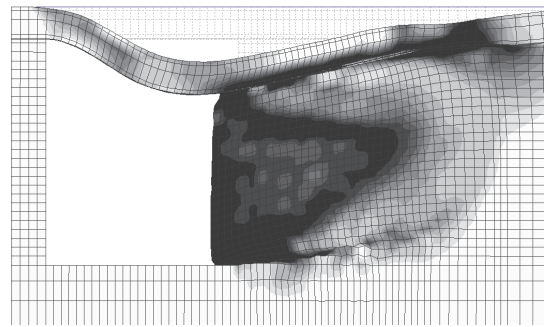


図-8 最大せん断ひずみ分布 (Case1)



(a) 地盤崩壊前の土層（引抜き距離 128mm）



(b) 地盤崩壊時の土層（引抜き距離 150mm）



図-9 最大せん断ひずみ分布 (Case2)

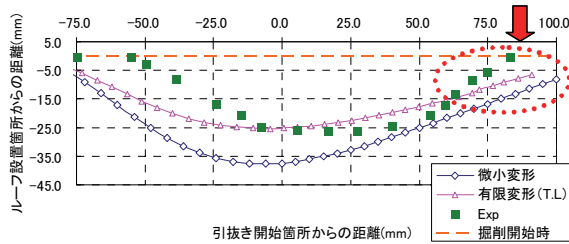


図-10 地盤崩壊時のルーフの変状状況 (Case1)

る。しかし、有限変形解析においても、詳細な点において実験結果と差異が生じている。原因の一つとして、ルーフを構成する要素及びルーフと地盤とのインターフェイスの特性が考えられる。具体的な対応としては、ルーフを構成する平面ひずみ要素の層数の再検討、各要素への2次要素の適用、インターフェイス要素の摩擦低減の再検討等が挙げられる。

以上の結果から、ルーフの変形に多少の違いはあるが、最大せん断ひずみの分布等から、本解析手法が先受ルーフ工法の地盤挙動解析に有効な手法であるといえる。

4. あとがき

本研究では、地盤の初期変形から崩壊に到るまで連続的に追従可能な解析手法の確立を目的に、土質模型実験と数値解析を実施した。研究の対象として、土中の水平方向掘削に着目し、その中の工法の一つである先受ルーフ工法を採用した。

実験結果から、以下のことが確認できた。

- i. ルーフ先端と切羽脚部からせん断帯が進行する
- ii. ルーフの先受長の差異により、切羽崩壊時の函体引抜き長に違いが生じる
- iii. 土層の破壊モードには先受長の違いは影響を及ぼさない

次に、解析結果と実験結果の比較から以下のことがわかった。

- i. 解析結果の最大せん断ひずみの分布は、実験のせん断帯の発生機構をある程度模擬できている
- ii. 同条件での微小変形理論を適用した計算結果よりも有限変形解析の結果が実験でのルーフの変状の再現性が良好である

以上より、本解析手法は、地盤挙動の予測と解釈に有効な手法であるといえる。しかし、ルーフの変形に関して若干の差異がある。これに関しては今後、実験および解析精度の向上を図り検討を重ねたい。また、次の段階として、スケール効果を考慮した実験・解析、3次元効

果を考慮した実験・解析を行う予定である。

本研究は、農水省・官民連携新技術研究開発事業の「大規模地中構造物の挙動解明手法の開発」(平成18年度～20年度)の一旦を担うものである。研究を遂行するにあたり、共同研究者の(独)農村工学研究所土質研究室の毛利室長、東京大学大学院農学生命科の田中教授には多大なるご指導・ご協力を受けた。ここに深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) Siddiquee, M. S. A., Tanaka, T., Tatsuoka, F., Tani, K. and Morimoto, T. "Numerical simulation of bearing capacity characteristics of strip footing on sand", Soils and Foundations, Vol. 39, No. 4, pp. 93-109, 1999.
- 2) 田中忠次、阿部剛士、「斜面崩壊実験の弾塑性有限要素解析」、農業土木学会論文集、No. 237、pp. 21-30、2005
- 3) 田中忠次、「せん断帯を伴うひずみ軟化構成モデルと有限要素法による地盤の支持力解析」、農業土木学会論文集、No. 154、pp. 83-88、1991
- 4) 田中忠次、原田 大、増川 晋、「水平-鉛直方向の加振によるフィルダムの動的破壊挙動の検討」、農業土木学会講演会要旨集、pp. 548-549、2003
- 5) Okajima, K., Tanaka, T. and Mori, H. "Elasto-Plastic Finite Element Collapse Analysis of Retaining Wall by Excavation", Computational Mechanics New Frontiers for the New Millennium, Vol. 1, pp. 439-444, 2001.
- 6) 酒井俊典、田中忠次、阪上最一、「傾斜砂地盤におけるアンカー基礎の引揚げについて」、地盤工学会誌、第53巻、第7号、pp. 20-22、2005
- 7) Yoshida, T., Tatsuoka, F., Siddiquee, M. S. A. and Kamegai, Y. "Shear Banding in Sands Observed in Plane Strain Compression, Localization and Bifurcation", Theory for Soils and Rocks, Balkema, pp. 165-179, 1995.
- 8) Tatsuoka, F., Siddiquee, M. S. A., Park, C., Sakamoto, M. and Abe, F. "Modelling stress-strain relations of sand", Soils and Foundations, Vol. 33, No. 2, pp. 60-81, 1993.
- 9) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. "Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures", Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 65-84, 1986.

奥村式スラリー連続脱水処理システムの適用事例

－ダム湖堆積土処理分野・泥水シールド分野での適用－

Improvement in Performance of Continuation Slurry Dewatering System

- Application to Sediment in Storage Reservoirs and Excess Sludge from Slurry Shield -

戸澤清浩* 石橋則秀** 白石祐彰*** 安竹 馨****

要 旨

ダム湖堆積土や泥水式シールドの余剰泥水をスクリープレスを用いて連続的に脱水するシステムを開発し、実現場に適用した。砂防ダムの機能回復を目的とした浚渫工事では狭隘な用地に設備一式を設置し、粘土・シルト分可成なる泥水を脱水処理した。泥水式シールド工事ではフィルタープレス機と併用して稼働しながら本システムの検証を行っている。両現場ともスクリープレスの回転数を制御することによって脱水処理土の強度を調節でき、要求品質に対応できることが確かめられた。

キーワード：ダム湖堆積土、浚渫、泥水式シールド、余剰泥水、スクリープレス

1. まえがき

全国のダム湖では堆積土砂の増加によるダム機能障害が発生している。ダムの治水・利水機能の維持、貯水容量の確保、流砂系（流域の源頭部から海岸までの一貫した土砂の運動領域）を考慮した下流への土砂供給、堆積土の有効利用など、堆積土砂の効率的な処理方法の開発が急がれている¹⁾。

これに対し、筆者らは設備設置スペースの縮小化、連続的な処理による省力化・低コスト化、脱水処理土の品質向上・減容化が図れるスクリープレス（横型・縦型）を用いた「奥村式スラリー連続脱水処理システム」を開発した²⁾。

本システムの適用範囲を拡大するため、泥水シールド工法の種々の余剰泥水を対象に脱水性能を評価する実験を行い、性能を確認した。

本報では現場へ本システムを適用した次の施工例について報告する。

- ①砂防ダムの浚渫工事 石狩川砂防事業のうち
黒岳沢川第一号ダム除石工事
- ②泥水式シールド工法で発生する余剰泥水処理
寝屋川流域下水道飛行場南増補幹線（第3工区）
下水管渠築造工事

2. 奥村式スラリー連続脱水システム

2.1 システム概要

システムの全体構成を、図-1に示す。システムは、浚渫工部分と脱水処理工部分から構成される。浚渫工部分は、対象浚渫箇所の諸条件（堆積土の状況や土質・深度・地上までの移送条件・ダム運用上の管理条件による水位変動や作業時期など）により、最適工法を既存技術から選択する。脱水処理工部分は、浚渫工の諸条件に最適な組み合わせとなるようにスクリープレスのタイプとそれに応じた設備を選定する。

2.2 システムの特長

スラリー連続脱水処理システムの特長は、以下のとおりである。

- i. スクリュープレスの採用により、処理ヤードは天日乾燥に比べ 1/10 程度に、フィルタープレスに比べ 3/4 程度に小さくできる
- ii. フィルタープレスによる脱水方式に比べ連続処理が可能であり、効率化、省力化が図れ、コストが軽減される
- iii. 適当な前処理設備の選定により、幅広い土質に適用できるとともに処理土の再利用が可能である
- iv. 構造がシンプルなので、調節・点検箇所が少なく維持管理が容易である

*技術本部東京土木技術部 **東京支社機械部 ***技術研究所 ****技術本部関西土木技術部

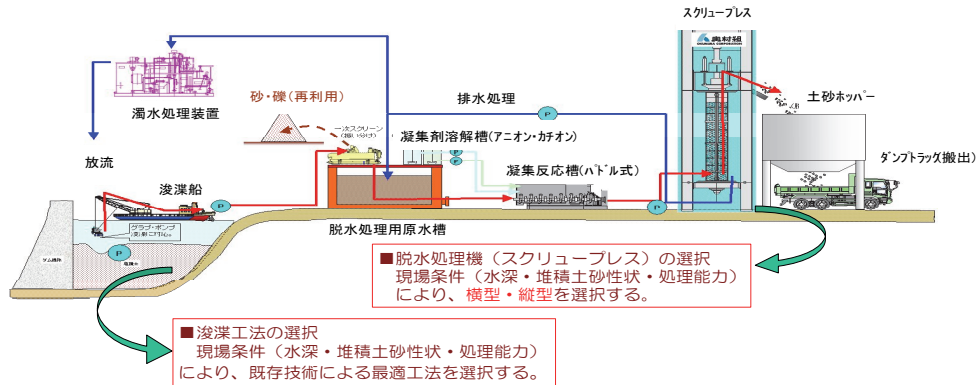


図-1 スラリー連続脱水処理システムの全体構成

- v. スクリュープレスは、低速回転（φ1,350mm：0.3rpm 程度）で、かつ駆動部が少ないため消耗品がほとんどなく、メンテナンス費用が少ない
- vi. スクリュープレス回転数が低速であり、騒音、振動が少ないために周辺環境へ及ぼす影響が少ない
- vii. 自動制御による連続運転が可能であり、運転管理人員を削減できる
- viii. 他の脱水機に比べ使用電力が少なく、約 15%程度のコスト軽減を見込める

2.3 スクリュープレスの構造

スクリープレスは、内部のテーパー状のスクリー軸が回転することでスラリーが移送され、外筒スクリーンとスクリー軸との間の容積が徐々に小さくなり、スラリーが圧縮・脱水され、脱水ケーキとして排出される。スクリープレスの構造を図-2に示す。

2.4 脱水品質自動制御システム

建設発生土利用基準³⁾では、発生土の処理区分はコーン指数により規定されている（表-1）。脱水処理土を所定区分に収めるためには強度の調整が必要である。

そこで脱水品質自動制御システムを開発した。これは脱水処理過程のスクリープレス出口開口量と脱水ケーキのコーン指数との間に相関関係があることを利用し、回転速度の制御によりコーン指数の調整を安定的に行うシステムである。脱水品質自動制御システムのイメージ

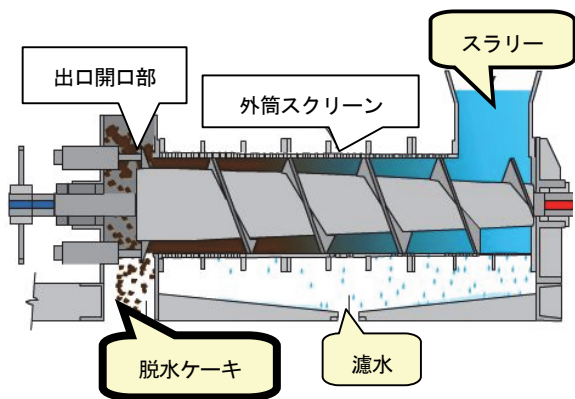


図-2 スクリュープレス構造

を図-3に示す。

本システムにより脱水ケーキの強度のばらつきが小さくなり、安定した脱水処理が可能になる。

3. 砂防ダムの浚渫工事

3.1 適用工事の概要

ダム湖には上流から河川水とともに土砂が流入し、それらが長期間にわたり堆積するため貯水容量が徐々に減少し、ダムとしての機能が損なわれる（写真-1）。

当該工事は、石狩川水系黒岳沢川の黒岳沢川第一号ダム（砂防ダム）のダム湖堆積土砂 29,400m³の撤去による機能回復が目的であった。撤去土砂のうち粒径の小さい粘土・シルト分からなる泥土 5,400m³については、運

表-1 建設発生土の処理区分³⁾

区分	コーン指数 (kN/m ²)
第一種建設発生土	—
第二種建設発生土	800以上
第三種建設発生土	400以上
第四種建設発生土	200以上
泥土	200未満

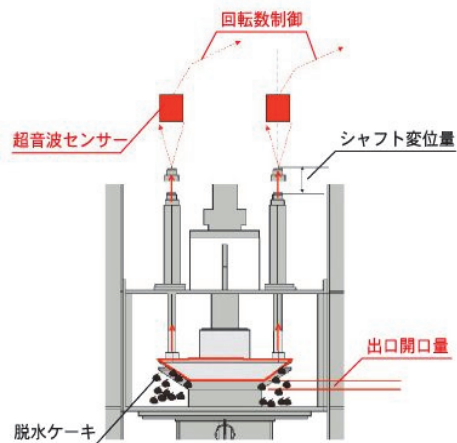


図-3 脱水品質自動制御システムのイメージ



写真-1 工事着手前の堆積状況

搬およびリサイクルするための脱水処理が課題となっていた。

広い用地が確保されていれば、通常、天日乾燥方式による脱水処理が採用されるが、当ダムは工事用地が狭隘なため、天日乾燥方式はもとより、機械脱水方式による一般的な「フィルタープレス機」の設置も困難であった。そこで、フィルタープレス機よりもさらにコンパクトな

「スクリープレス機」を組み込んだ奥村式スラリー連続脱水処理システムが採用された。脱水処理設備設置面積は258m²であった。工事概要を以下に記す。

- ・工事名：石狩川砂防事業のうち
黒岳沢川第一号ダム除石工事
- ・発注者：国土交通省 北海道開発局旭川開発建設部
- ・施工場所：北海道上川郡上川町層雲峡地内
- ・工期：平成19年7月24日～平成20年3月4日
- ・工事規模：浚渫（高含水比粘性土）・脱水処理工
V=5,800m³、掘削工（砂礫）V=24,000m³、仮設工1式

3.2 施工方法

システムを大別すると、浚渫工と脱水処理工に分類される。浚渫工は、砂防ダムのダム湖水深が1m程度であるため、泥上掘削機（0.7m³級）による浚渫を行い、脱水処理設備までポンプ圧送船を用いて圧送する（写真-2）。

脱水処理システムの配置平面図およびシステムフローを示す（図-4、図-5）。また、以下に脱水処理工の

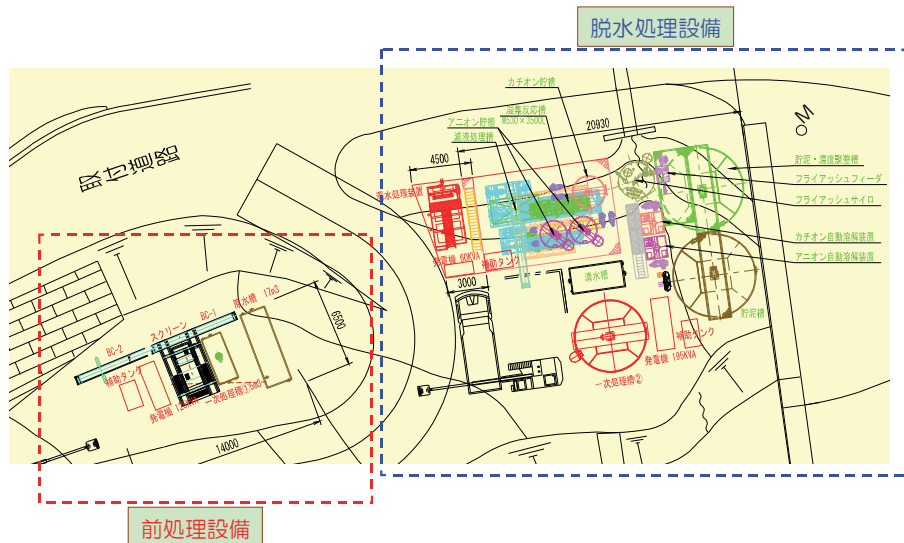


図-4 黒岳沢川第一号ダム除石工の脱水処理設備配置平面図

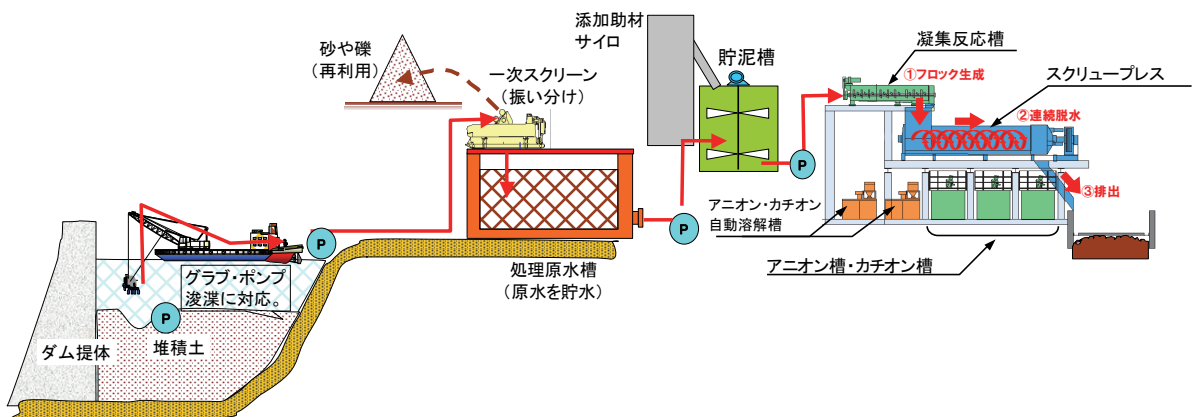


図-5 ダム湖堆積土処理工事のシステムフロー

手順を示す。

- i. 浚渫・圧送された高含水率の堆積土を一次ふるい分け設備を用いて礫や流木などの異物を除去し、貯泥槽に貯留する (写真-3)
- ii. 凝集助材(フライアッシュ)を添加した後、凝集反応槽において、高分子凝集剤(アニオン・カチオン系)を添加し、攪拌し、凝集フロックの形成とスラリー化を行う
- iii. スクリュープレス2基(横型φ1,000mm型および横型φ500mm型)へ凝集フロックを混在するスラリーを投入する(写真-4)
- iv. 設定した強度の脱水処理土が、スクリュープレス排出口から排出され、土砂置場に貯蔵される



写真-2 泥上掘削機による浚渫作業状況



写真-3 前処理設備 (左:振動スクリーン、右:ハイメッシュスクリーン)

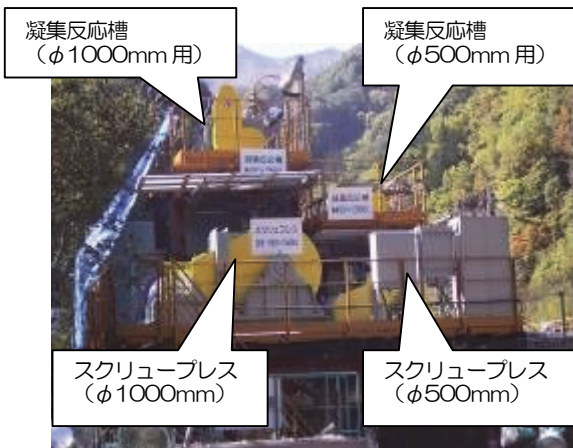


写真-4 凝集反応槽とスクリュープレス

- v. 土砂置場より、転用先にダンプトラックにて搬出する
- vi. スクリュープレスより排出される脱水後の濾水は、濁水処理設備にて処理しダム湖へ放流する

なお、高分子凝集剤は、アニオン KP209H、カチオン AP335C をそれぞれ 1.8g/kg、2.4g/kg、凝集助材としてフライアッシュを 53.3g/kg 使用した。(添加量は、凝集剤・凝集助材重量 g/浚渫土乾燥重量 kg を表す。)

3.3 適用実績

一次ふるい分けされた浚渫土の含水率および比重、そして脱水処理土の含水率およびコーン指数の測定を1日に1~9回行った。一次ふるい分けされた浚渫土の含水率は69~98%、比重は1.01~1.24がほとんどであった。

特記仕様書にて土砂転用先での脱水処理土の必要強度はコーン指数が 300kN/m² 以上とされていた。浚渫土量 5,800m³ (脱水処理土量 2,300m³) を脱水処理した結果、平均コーン指数 364.1kN/m²、平均含水比 29.8%となった。スクリュープレス(φ1,000mm)による脱水処理土のコーン指数および含水率のヒストグラムを図-6および図-7に示す。

平成19年9月21日~10月14日におけるスクリュープレス(φ1,000mm)の回転数と脱水処理土量の変化を図-8に示す。コーン指数を 300kN/m² 以上に保つために回転数を増減させており、回転数の増減にともない脱

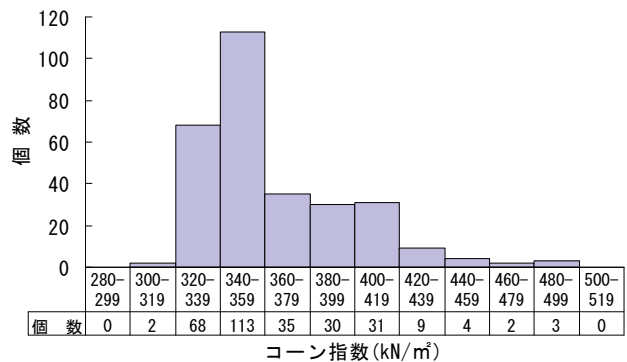


図-6 脱水処理土のコーン指数

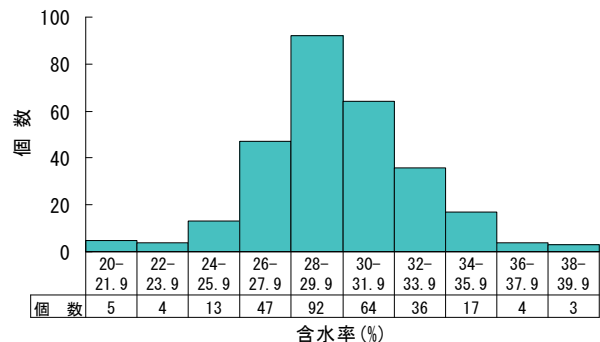


図-7 脱水処理土の含水率

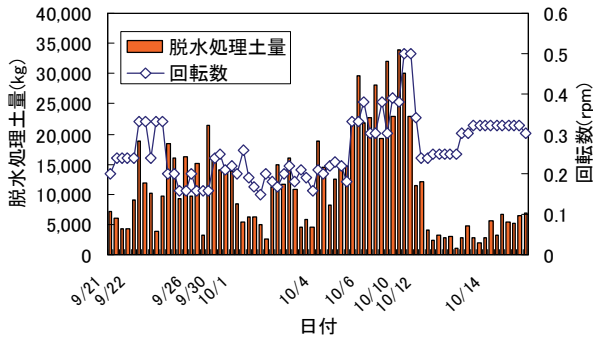


図-8 回転数と脱水処理土量の変化

水処理土量も増減している。

今回の適用から本システムの性能として連続脱水処理が安定して行えること、処理土は所要強度以上に調整されそのばらつきが小さいことが確認された。また、回転数が大きくなると浚渫土が圧縮・脱水される時間が短くなるが、脱水品質自動制御システムによって要求品質を満足しながら脱水処理土量を増加できることが確かめられた。

4. 泥水式シールド工法で発生する余剰泥水処理

4.1 泥水式シールドでの余剰泥水処理

泥水式シールド工法は、掘削土を振動ふるいなどの分級装置により粒径別に分級し、0.075mm以上の砂・礫分と、0.075mm未満のシルト・粘土分を含んだ余剰泥水に分離する。砂・礫分は、建設残土として処分される場合と建設発生土利用基準に準じて再利用される場合がある。

余剰泥水は、一般に無機性凝集剤（PAC：ポリ塩化アルミニウム）によりフロックを形成し、加圧脱水機（フィルタープレス機）により脱水処理され、固形汚泥（脱水ケーキ）となり産業廃棄物扱いで処理される。ただし、余剰泥水の処理においても建設発生土利用基準における第3種建設発生土区分の所定強度（コーン指数400kN/m²以上）を確保し、再利用の条件が整えば、処理コストの低減につながり、全体工事費の軽減に大きく寄与する。

加圧脱水機（フィルタープレス機）の場合、バッチ式の間欠的な運転のため、脱水ケーキの所定強度の管理を連続的に行うことは極めて困難である。一方、スクリーンプレス機は、連続脱水処理と同時に所定強度の管理が可能である。その優位性を確認するために泥水式シールド工事へ適用した。

4.2 適用工事の概要

本システムを適用したのは、都市部での下水道管渠築造工事である。工事概要を以下に記す。

- ・工事名：寝屋川流域下水道飛行場南増補幹線（第3工区）下水道管渠築造工事

表-2 飛行場南増補幹線で使用する脱水設備概要

種別	規格寸法 (スクリーン径)	配置台数	処理能力※
フィルタープレス	11.0m ³ 容積 高圧薄層式	1	20.1m ³ /h
横型スクリーンプレス	φ1350mm型	1	17.0m ³ /h

※脱水前数量を基準とした処理能力である。

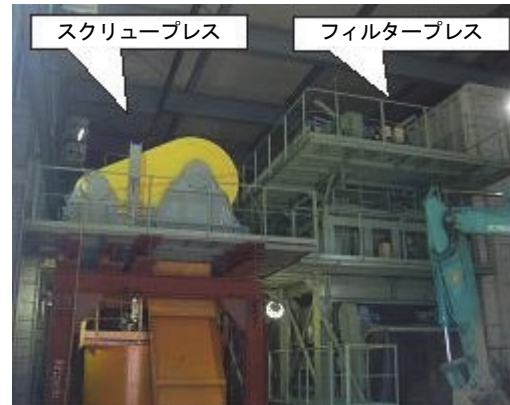


写真-5 脱水機（スクリーンプレスとフィルタープレス）の配置

※飛行場南増補幹線と略称する。

- ・発注者：大阪府東部流域下水道事務所
- ・施工場所：大阪府八尾市太田3丁目
～大阪市平野区長吉長原東2丁目
- ・工期：平成17年3月23日
～平成20年9月28日
- ・工事規模：泥水式シールド工法
管渠延長 L=1,963.7m、シールド機外径φ7,160mm、セグメント外径φ7,000mm、仕上り内径φ6,000mm、急曲線 R=35m、勾配 i=0.6‰、立坑築造工、地盤改良工

4.3 設備の変更

本工事の泥水処理設備のうち、0.075mm以下の細粒分を含む余剰泥水の脱水処理設備として計画されていたフィルタープレス機（高圧薄層式 20.1m³/h×2基）のうち、1基分をスクリーンプレス機（17.0m³/h 横型 φ1,350mm×7,000mm）に変更した。

泥水式シールド工事で広く採用されているフィルタープレス機と併用して運転を行うことで、スクリーンプレス機の性能を評価した。

スクリーンプレス機の仕様を表-2に示す。また、写真-5にスクリーンプレスおよびフィルタープレスの配置状況を示す。泥水シールド工事に用いるスラリー連続脱水システムは図-4、図-5に示したダム湖堆積土砂処理工事の脱水処理設備とほぼ同様である。

4.4 適用実績

余剰泥水脱水処理時の処理条件および運転条件を表-

表-3 泥水の性状と運転条件

泥水の比重	1.23
泥水の含水比	245%
凝集剤：アニオン	AP335C
凝集剤：カチオン	KP208BM
回転数 (rpm)	0.15~0.30



写真-6 スクリュープレス排土部 (脱水後)



写真-7 脱水ケーキ用土砂ピット状況

3に示す。スクリュープレス排土部と土砂ピット部における脱水ケーキ排出状況 (コーン指数 345.7kN/m²、含水比：65.1%) を写真-6および写真-7に示す。図-9にスクリュー回転数と脱水ケーキ強度 (コーン指数) との関係を示す。シールド工事においても脱水処理過程において、スクリュープレス機のスクリュー回転数と脱水土の強度 (コーン指数) との関係について相関関係が認められる。スクリュー回転数を大きくすると、脱水処

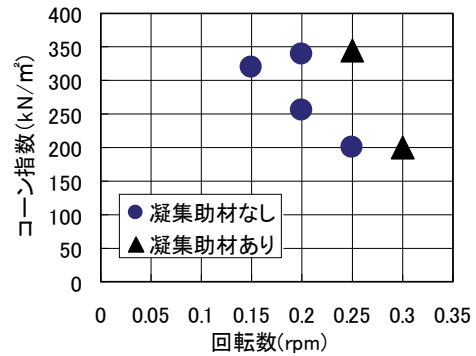


図-9 スクリュー回転数とコーン指数の関係

理量は増大するけれども、コーン指数が低下することがわかる。

ダム湖堆積土砂の場合と同様に、スクリュー回転数を管理し運転することで、脱水処理後のケーキの強度を調節でき、脱水ケーキの再利用が可能な技術であることが実証された。

5. あとがき

奥村式スラリー連続脱水処理システムを砂防ダムの浚渫工事、泥水式シールド工法における余剰泥水処理に適用しその有効性を確認した。環境問題がクローズアップされる中で軟弱土砂や建設汚泥の効率的な脱水処理が可能な減容化技術としてハード・ソフトの両面から性能を向上させ適用範囲の拡大を図るとともに、さらなる低コスト化を目指す所存である。

【参考文献】

- 1) 柏井条介、「堆砂対策によるダム貯水池の持続的利用」、月刊土木技術資料、Vo.1. 47、No. 1、pp. 46~51、2005. 1
- 2) 石橋則秀、戸澤清浩、白石祐彰、福士健太郎、「奥村式スラリー連続脱水システムの開発」、奥村組技術研究年報、No. 32、pp. 25-30、2006. 7
- 3) 国土交通省、「発生土利用基準について」、通達、2004. 3

回収型掘進機「やどかり君」工法の開発と実用化

－性能実証と障害物撤去工法の開発－

Development and Practical Use of the Collection Type Digging Machine "YADOKARI-KUN" Method

－ Proof of Performance and Development of the Method to Remove an Obstacle －

木下茂樹* 柴崎貞典** 高橋淳二郎*** 福居雅也*

要 旨

シールド・推進工法では、近年「到達立坑を造らない」、「人孔や管渠等の既設構造物に直接接続する」などの特殊な到達方法での施工条件が増加してきている。従来の掘進機では、到達後に坑内での溶断解体・搬出作業が必須となり、その劣悪な作業環境と安全性の向上は改善すべき急務の課題であった。

これらの課題を解決するために、回収型掘進機「やどかり君」工法を開発した。本工法は、主要構造部をボルト接合・ユニット化して簡易解体および回収・再利用を可能としたリユース技術が特長であり、作業環境の改善とコスト縮減が期待できる。

本報では、これまでの開発経緯と実施工から得られた知見などを整理して紹介する。さらに、回収型掘進機の特長を活かして、前方の障害物を従来方法よりも安全かつ低コストに撤去する施工法について報告する。

キーワード：回収型掘進機、再利用、超大口径推進工法、地中接合、障害物撤去

1. まえがき

都市部のトンネル築造工事においては、地盤沈下や交通阻害等を防止する目的で密閉型掘進機を用いて施工するのが一般的である。また近年は、「到達立坑を造らない」、「人孔や管渠等の既設構造物に直接接続する」などの特殊到達条件下での施工事例が増加している（図－1）。

公共工事におけるコストの縮減および3R（リユース、リデュース、リサイクル）のキーワードに象徴される循環型社会の形成という社会ニーズから、従来スク

ラップ化していた密閉型掘進機の駆動部を回収・再利用する回収型掘進機「やどかり君」工法を開発し、実施工への適用を図りながら技術の改良・適用場面の拡大を継続してきた。

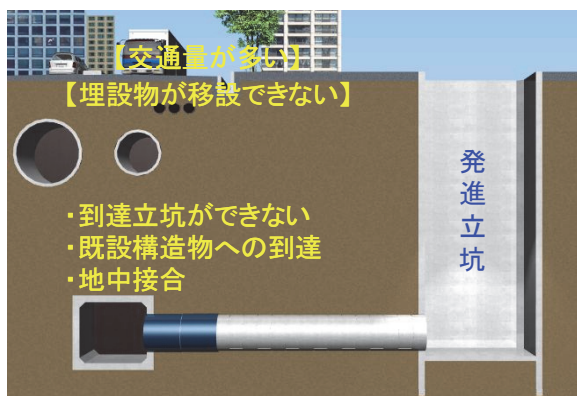
本報では、開発内容と実施工で得られた知見を報告するとともに、回収型掘進機の特長を活かした前方の障害物撤去を従来方法よりも安全かつ低コストで施工できる工法について報告する。

2. 開発概要

「やどかり君」工法は従来、到達後にガス溶断により解体・埋め捨て処分されていたシールド機、推進用掘進機（以下、掘進機）の簡易組立、簡易解体、回収、再利用を可能にする技術であり、その特性から種々の地中接合、超大口径推進工事への適用性に優れた工法である。本工法は、推進工法およびシールド工法に適用が可能である。

2.1 基本構造

回収型掘進機は、図－2に示すようにカッターヘッドと一体構造の駆動装置を設けた「内殻」、シールドジャッキを設けた「外殻」および内殻と外殻の接続、調整部材である「中殻」の3重殻分割構造である。また、



図－1 特殊到達条件の例

*技術本部東京土木技術部 **東京支社土木工事第1部 ***東京支社土木工事第6部

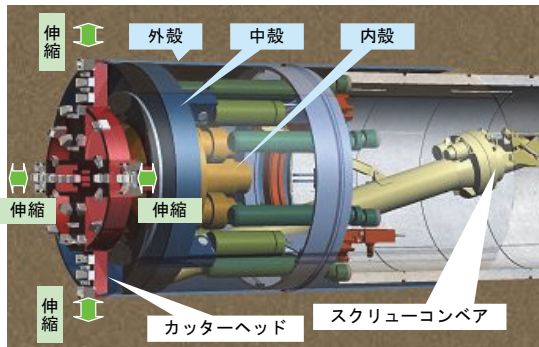


図-2 基本構造概要図

カッターヘッドも発進側への回収を可能とした分割構造または縮径機能を持つものとした。各部の取付は、組立、解体を容易にするためにボルト接合を主体としている。

2.2 特長

- 3重殻分割構造の採用により以下の特長がある。
 - i. 解体時、中殻・内殻の坑内から発進側への一体回収
 - ii. 中殻を介することで同径以外の掘進機への内殻の再利用
 - iii. 掘進機解体作業時のガス溶断作業の低減による工期短縮、作業環境改善およびCO₂の排出削減
 - iv. 3重殻分割部の各々の機能の明確化による設計の簡素化
 - v. ガス溶断箇所低減による損傷部材の低減
 - vi. 内殻部分はトレーラーに積載可能な寸法で一体運搬が可能

2.3 適用範囲

a. 用途

上下水道、共同溝、鉄道、電力洞道等のシールド工事（泥水式、土圧式）、推進工事（泥水式、土圧式、泥濃式）に適用可能である。特に到達立坑の築造が不可能な場合や既設管渠への地中接合等の特殊到達条件への適用性に優れる。また、推進工事では、従来の掘進機のような一体型構造とは異なり分割構造を基本としていることから、組立式ヒューム管との組合せで呼び径φ3,000mmを超える超大口径推進工事への適用性にも優れている。

b. 適用径

本掘進機の適用径は、機械構成上の制約、回収時の機内作業の制約上、工法別に表-1を基本としている。

c. 適用土質

軟弱地盤から硬質地盤まで広範囲の土質に対応可能

表-1 工法別適用径

No.	工法	掘進機外径	
		φ1,450mm (呼び径1,200)	φ3,520mm (呼び径3,000)
1	泥水式推進工法	φ1,450mm (呼び径1,200)	φ3,520mm (呼び径3,000)
2	土圧式推進工法	φ1,810mm (呼び径1,500)	φ3,520mm (呼び径3,000)
3	泥水式シールド工法	φ2,130mm (仕上り内径φ1,350mm)	φ6,140mm (仕上り内径φ5,000mm)
4	土圧式シールド工法	φ2,130mm (仕上り内径φ1,350mm)	φ6,140mm (仕上り内径φ5,000mm)

である。

d. 曲線半径

中殻・内殻の回収を坑内から行うため急曲線のルートでは制約を受ける。曲線半径は呼び径（または仕上り内径）φ1,500mm以下で径の30~40倍、同φ1,500mm以上で径の40~50倍程度を目安とする。

3. 適用事例

「やどかり君」工法は2008年5月末現在で8件の施工実績がある（表-2）。このうち、No.1、3、5、7および8の工事の概要を以下に示す。

表-2 「やどかり君」工法の実績

No.	用途	施工法	仕上り内径 (mm)	総延長 (m)	再利用回数
1	換気坑	土圧式推進	3,000	288	4
2	上水道	泥水式シールド	1,800	2,091	2
3	下水道	土圧式推進	3,500	188	1
4	下水道	土圧式推進	2,800	809	2
5	下水道	土圧式推進	3,500	173	1
6	下水道	泥濃式推進	1,500	279	1
7	共同溝	泥水式シールド	3,900	1,117	1
8	下水道	土圧式推進	3,000	693	2

※No.5はNo.3の掘進機の再利用

3.1 再利用によるコスト削減、省資源化（実績No.1）

φ3,000mmの超近接4連換気坑（離隔500mm）を推進工法にて施工する工事であり（写真-1）、到達部である換気所が連続地中壁までの施工状態であった。到達部での回収が不可能な従来工法では4機の掘進機が必要であったが、「やどかり君」工法の採用により、1機の掘進機で施工が可能となり、コスト縮減、坑内作業環境の向上、省資源化を達成した。

3.2 大口径推進工法への適用（実績No.3、5）¹⁾

従来、呼び径φ3,000mmを超える推進管は道路交通法の規制から運搬できないため、施工方法も開削かシールド工法に限られていた。2分割タイプのヒューム管（写真-2）の開発により内径φ3,500mmの超大口径管推進工法も可能となったが、当該管に適用可能な掘進機は、ヒューム管と同様に運搬の制約を受けていた。また、本



写真-1 4連換気坑の施工状況（実績No.1）

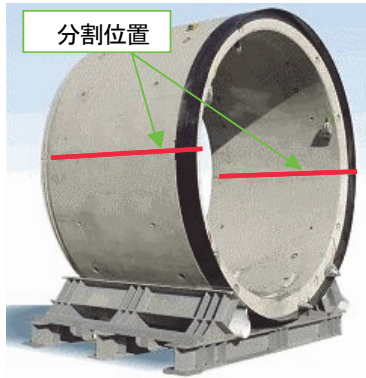


写真-2 分割型PC推進管
(内径φ3,500mm 外径φ4,050mm)

工事では到達立坑への大型クレーンの搬入が難しく到達後、重量物であるカッター駆動部は発進立坑側へ引き戻す必要があった。このため、「やどかり君」工法を計画、設計、適用し、良好な結果を得た(写真-3)。また、実績No.3からNo.5へと掘進機を再利用し、再度その役目を果たした。これにより超大口径管推進工法において、再利用を考慮した「やどかり君」工法が適していることを実証した。さらに、内殻を再利用する際、土質によってはトルク不足が懸念されるため、設計段階で装備可能な最大トルクを計画すべきであるとの知見が得られた。

3.3 中口径シールド工法への適用(実績No.7)²⁾

延長約1.1kmの共同溝をシールド工法で築造する工事である。到達立坑は主要幹線道路下にあり、他工事として内部構築まで完成していた。地上で占有できるヤード面積がほとんど無く、交通に影響を与えない工法が求められたため、カッター駆動部を発進立坑側に一体に回収できる「やどかり君」工法を適用した。

シールド工事では初の坑内回収型で、運搬に軌条を利用して回収を行った事例である(写真-4、図-3)。

軌条を残置しての解体になったため、以下の課題が明らかになり対応を行った。

- i. 足場板の盛替え、照明盛替え、手摺撤去・復旧作業といった運搬時のスペース確保による追加作業の発生
- ii. 駆動部運搬台車の車輪増設により、駆動部の重量の分散化
- iii. 駆動部の形状を考慮した駆動部運搬用台車製作によるコストアップ
- iv. 油圧モータを取り外して重量軽減し、既存の運搬、吊上げ、搬出用設備の利用

掘進機的设计製作段階において、周辺設備も含めた解体施工を十分に検討し、よりコスト低減を図ることが重要である。

3.4 地中接合への適用(実績No.8)³⁾

大口径・長距離推進工法による掘削後、上流側では既設管路への側面地中接合、下流側では残置シールドへの正面地中接合が計画されており、技術的にハードルの高



写真-3 坑内引戻し状況(実績No.3)



写真-4 内殻解体状況(実績No.7)

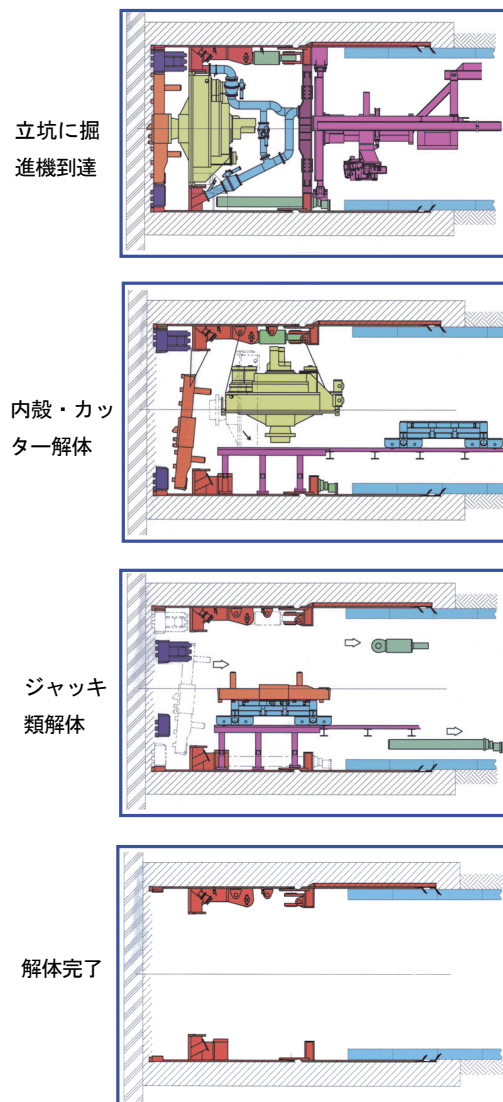


図-3 駆動部等の解体手順(実績No.7)

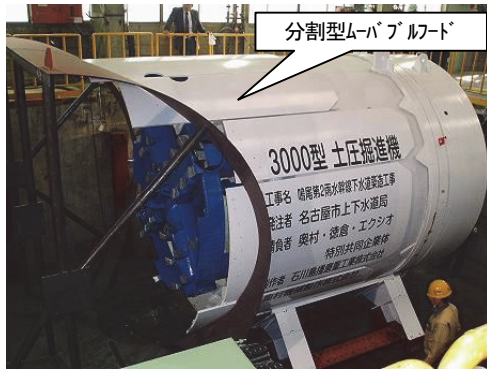


写真-5 側面接合用掘進機 (実績No.8)



写真-6 側面接合完了状況 (実績No.8)

い工事であった。この地中接合の手段として、「やどかり君」工法を適用した。「やどかり君」工法では、まず正面地中接合を行った後に内殻を再利用し、側面地中接合を行った。

既設管路への側面地中接合工事と残置シールドへの正面地中接合工事では、外殻の径が異なっていたが、「やどかり君」工法の特長である中殻を調整することにより駆動部である内殻を再利用することが可能になった。

側面地中接合では、既設管路接合面への密着性を増すために外殻に分割型のムーバブルフードを装備し、接合を行った (写真-5、写真-6、図-4)。

本工事により「やどかり君」工法の既設管路への側面地中接合の適用性、残置されたシールドへの正面地中接合の適用性を実証した。

本現場は引戻し延長が 500m 以上で、急曲線が多く通常のワイヤー延長による引戻しでは困難であった。アンカーと多段ジャッキを併用した方法が有効であった。

4. 障害物撤去工法の提案

回収型掘進機「やどかり君」を用いて、今まで困難であった未知の障害物を何度でも撤去でき、また既知の障害物撤去もより安全に、短期間、低コストで実施できる障害物対応工法「やどかり君NEO」を考案した。

4.1 障害物撤去の実態

回収型掘進機を用いた障害物撤去工法の開発条件を定めるに際し、シールド工事における地中障害物の実態を調査した⁴⁾。その結果を以下に示す。

- i. 障害物発見時期は遭遇時 44%、着工前 38%、着工から遭遇前 17%
- ii. RC、PC杭は90%以上が遭遇前に確認済み
- iii. 鋼管杭は遭遇時発見が50%で、シールド機で切削または地上からの掘削撤去が多い
- iv. 木杭も鋼管杭と同様の傾向である
- v. RC地下構造物は事前発見がほとんどである
- vi. 鋼矢板は残置物がほとんどで60%が遭遇時に発見、地上からの引抜き、掘削撤去が多く、シールド機による切削がこれに続く

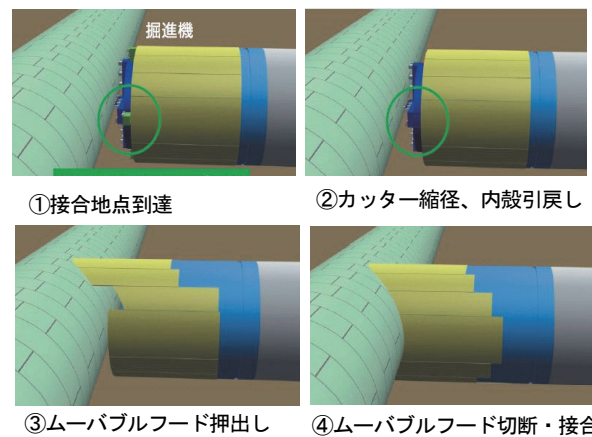


図-4 側面接合施工手順 (実績No.8)

- vii. H鋼は90%が残置物であるが70%が遭遇前に発見できている
- viii. 転石はほとんどが遭遇時発見、シールド機からの撤去が最も多く、地上からの掘削撤去が次に続く
- ix. 流木はほとんどが遭遇時発見、シールド機による切削撤去が多い

障害物については事前に確認ができれば、事前対策ができ、撤去可能である。しかし、未知の障害物に遭遇した場合には、障害物の撤去を安全に短期間かつ低コストで実施することは容易ではない。

4.2 開発条件の設定

調査結果を踏まえ、開発条件を以下のように定めた。

- i. 対象障害物：未知の転石 (900mm 程度)
- ii. 地盤改良：機内より地盤改良
- iii. 地質：砂質地盤
- iv. 掘進機：泥土圧掘進機で外径φ3,500mm 回収型
- v. 地下水圧：掘進深度10mを想定し0.1MPa程度

4.3 障害物撤去、カッタービット交換の課題

機内から障害物を撤去する場合、その情報が事前に得られておれば、障害物周辺の地盤改良を行い掘進機が障害物に達した時点でシールド隔壁を解放し人力にて障害物を撤去する方法が一般的である。通常、地盤改良は地上部から行われており、地盤改良材には「超微粒子シリカゾル注入材」等が用いられている。地上部からの地

狭い注入削孔範囲（中央の青い範囲）

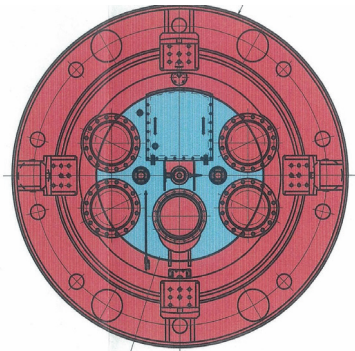


図-5 注入削孔可能範囲(隔壁部)



写真-7 削孔状況写真

盤改良が何らかの理由で行えない場合は、機内に削孔機を持ち込み、地盤改良を行う必要が生じる。

また、地中にてカッタービット交換を行うための地盤改良を機内から行った施工事例があり、そこから多くの知見が得られ、課題が明らかになった。それらを以下に示す。

- i. 削孔機をセットするためにスクリーコンベアやエレクターなどを撤去する必要がある
- ii. 駆動部等の干渉から注入削孔が可能な範囲（図-5の中央青い範囲）が非常に狭くなり、また注入管の角度も大きく振れないため、図-6に示すように障害物手前 10～20m 付近から注入し改良する必要が生じる。そのため削孔長が長くなるとともに削孔抵抗が増え高性能の大きな削孔機が必要となる
- iii. 駆動部等があるためスペースが狭く大きな削孔機は1セットのみとなり、設置時間、削孔時間が長くなる（写真-7）
- iv. 実績では、削孔機搬入3方、搬出3方を要し、セット45分、削孔0.4m/分、注入8ℓ/分、引抜き1.2m/分である

以上より、既知の障害物撤去は従来機を用いる機内注入でも可能であるが、従来の方法では注入に長時間を要し、掘進停止が長期間になることや、狭い作業空間で安全性の低い作業となることなどの課題が判明した。また、この工法では、未知の障害物にシールド機が遭遇した場合には、機内注入による障害物撤去は難しいと考えられる。

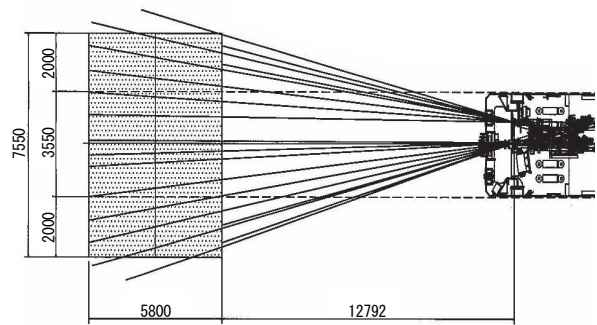


図-6 地盤改良位置図

4.4 掘進機改造に関する検討

開発条件として事前に把握できていない障害物を対象としているため、障害物に遭遇しない可能性があることを考慮すると、掘進機の改良に投じるコストとその回収の考え方が難しい。また、数度の遭遇も考えられることから、迅速で安全性が高い障害物撤去工法が求められることにもなる。この難易度の高い条件を回収型掘進機の特長を活かすことで解決する工法に取り組んだ。施工事例から得られた課題を参考に掘進機改造という観点から次の項目についての検討を行った。

- i. 機内からの地盤注入改良の工程短縮と確実性
- ii. 隔壁内作業の安全性確保
- iii. 掘進機前方上部の地山崩落防止
 - a. 機内からの地盤注入改良の工程短縮と確実性

前述の施工事例からも分かるように、掘進機の駆動部等が邪魔になりシールド前面の広範囲の削孔注入ができなくなることが一番の問題点である。これを解決するために、掘進機をセンターシャフト方式として隔壁を残したまま駆動部を容易に後方へ移動できるように一体化した二重隔壁方式（図-7）を考案した。これにより障害物から近距離で広範囲に削孔注入改良が施工できることから、工程短縮および地盤改良の確実性が大幅に向上する。
 - b. 隔壁内作業の安全性確保

シールド前面の形状をスポークタイプではなく面板タイプとすることで、より安全に隔壁内での作業が行えるようにする。
 - c. 掘進機前方上部の地山崩落防止

障害物に遭遇し掘進停止が長期間にわたる場合、掘進機前方上部の緩んだ地山が崩壊し、地上部に悪影響を及

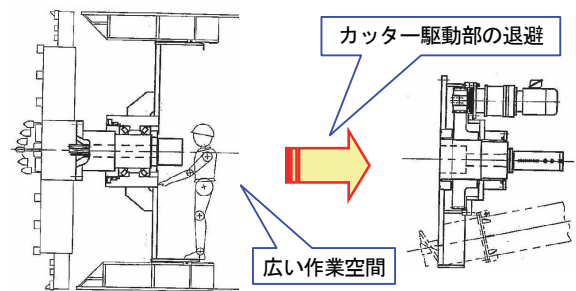


図-7 二重隔壁方式構造

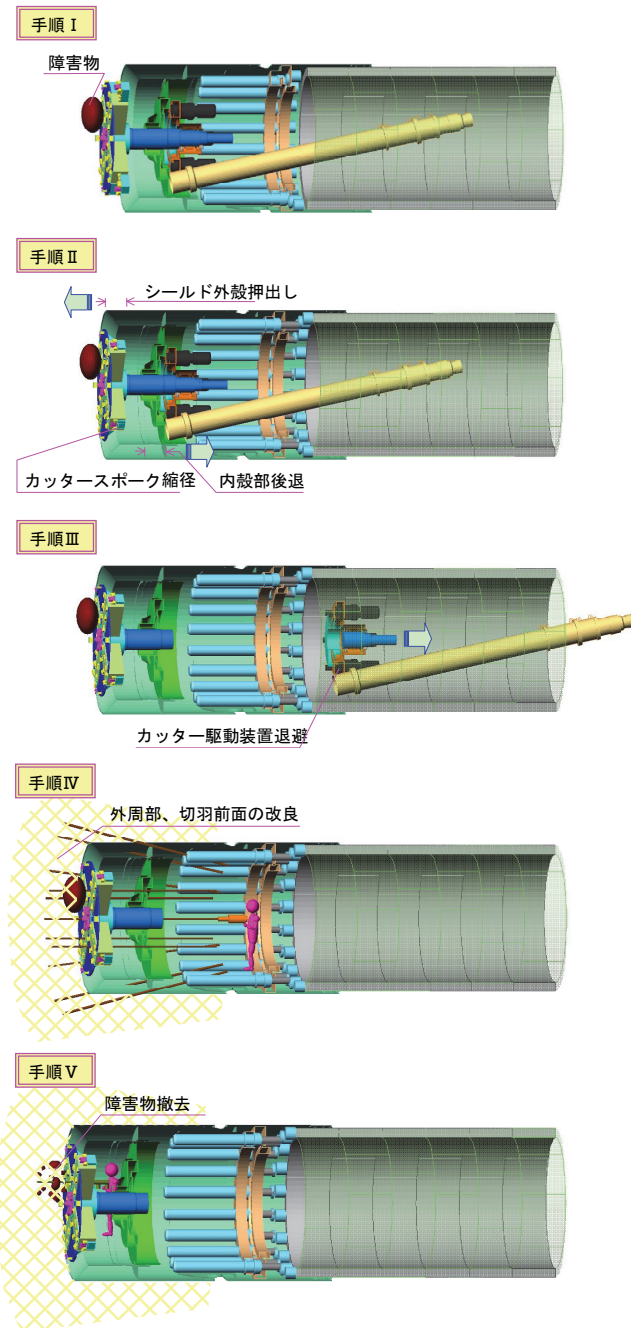


図-8 障害物撤去の施工手順

ばす懸念がある。この対応として「やどかり君」の特長である中殻の後退機能を利用し、障害物に遭遇した時点で掘進機の外殻を押し出し、崩落防止を図る方法を考案した。

4.5 障害物撤去の施工手順

「やどかり君 NEO」による障害物撤去工法を具体的に示すために、障害物に遭遇し掘進が停止してから障害物を撤去するまでの施工手順を図-8に示す。各施工手順を以下に記す。

- 手順Ⅰ 障害物に遭遇し、掘進停止
- 手順Ⅱ カッタースポークの縮径、シールド外殻押し出し、内殻部後退
- 手順Ⅲ カッター駆動部の退避

- 手順Ⅳ 小型削孔機による外周部・切羽前面改良
- 手順Ⅴ 隔壁内の土砂回収、止水等の確認、障害物の撤去

なお、同様の手順で転石以外の障害物（例えば、杭、鋼矢板等）撤去やカッタービット交換が可能である。

4.6 障害物撤去の工程と施工費

既知の障害物撤去を機内注入で施工する場合を想定し、通常の掘進機と「やどかり君 NEO」について工程および施工費を試算、比較した。掘進機外径 3,480mm の泥土圧シールド（図-6、写真-7）を対象とした。

その結果、撤去工程は通常の掘進機では昼夜 40 日を要するのに対し、「やどかり君 NEO」では昼夜 13 日と 1/3 以下に短縮できる見通しを得た。また、施工費も機械損料も含め 1/2 以下に低減できることが判明した。

5. あとがき

「やどかり君」工法は、作業環境改善、工期短縮、再利用による省資源・コスト削減を目的に開発を行ったものであり、施工事例が増加している。地中接合、側面接合などの特殊到達条件下での施工事例も今後ますます増加していくものと思われる。

また、「やどかり君」工法の特徴を活かしたシンプルでかつ実行可能性が高い障害物撤去工法「やどかり君 NEO」工法も考案できた。本工法では、今まで困難であった未知の障害物を何度でも撤去することが可能である。既知の障害物を撤去する場合でも、今までは道路の占有を行って地盤改良しなければならなかった地上工事を回避でき、安全、短期間、低コストで施工できる目処が得られた。

「やどかり君」工法を用いることで、省資源かつ安全性が高いトンネル工事が可能になるものと考え。今後とも、積極的に現場への適用を目指して行きたい。

【参考文献】

- 1) 伊藤和芳、藪ノ和洋、「超大口径管（内径3500mm）推進工事の計画と施工」、月刊推進技術、Vol. 20、pp. 35-40、2006. 1
- 2) 正源司寛、山内智晴、星 智久、「簡易解体・回収型シールド機の既設構築到達への適用」、(社)日本建設機械化協会、建設施工と建設機械シンポジウム、pp. 147-152、2007. 10
- 3) 廣野和正、高橋淳二郎、「長距離推進における同径側面地中接合推進工事」、(社)日本建設機械化協会、建設施工と建設機械シンポジウム、pp. 153-158、2007. 10
- 4) JTA施工技術委員会都市トンネル小委員会、「シールド工事における地中障害物」に関する実態調査報告書、トンネルと地下、第28巻7号、pp. 583-593、1997. 7

コンクリート構造物の非破壊検査システムの開発

－打音法と赤外線サーモグラフィ法－

Development of Non-Destructive Inspections for Quality Assurance of Concrete Structures

- Non-Destructive Inspections by Hammering Test and Infrared Thermography -

川口昇平* 石井敏之* 東 邦和* 廣中哲也*

要 旨

近年、国内の膨大なインフラが耐用年限の域にさしかかり、老朽化する構造物の維持・補修が重要な課題となっている。これらの社会資本ストックの維持には効率的で、低コストな調査が欠かせない。ライフサイクルコストの面からも、適切な時期に適切な補修を施すことが、構造物を維持する上で有利となる。そのため、コンクリート構造物の品質をいかに効率的に調査し、保証するかということに主眼を置き、非破壊検査システムの開発を進めている。本稿では非破壊検査システムのうち、打音法と赤外線サーモグラフィ法による検査を取り上げ、開発の概要について報告する。

キーワード：維持補修、品質保証、非破壊検査、打音法、赤外線サーモグラフィ法

1. まえがき

米国ミネソタ州ミネアポリス市の落橋事故を受けて、橋梁の点検が本格的に進められている。時期は前後するが、日本国内でも木曾川大橋(愛知県)で鋼材の破断が見つかり、本荘大橋(秋田県)ではトラス部材が破断する事例が発生している。鋼橋に限らず、コンクリート橋やトンネル、上水および下水施設等のコンクリート構造物の多くは、耐用年数が 30～80 年と想定されている。

このように構造物の耐久性調査や維持補修の面からも、非破壊検査技術の向上が必要となっている。

さて、非破壊検査と一括りに言われるが、検査対象とする欠陥や劣化は、それぞれの検査機器により検査方法も検査精度も異なる。実際の非破壊検査の場面で、単一の検査機器による調査のみで済むケースは少ない。構造物の状態および品質を検査するためには、原理が異なる非破壊検査手法を適切に組み合わせ、相互に補完しあうことで、検査精度を高めることが重要である。

今回取り上げた打音法と赤外線サーモグラフィ法は、接触時間が短いまたは非接触の検査手法であり、広範囲を迅速に検査できる手法として位置づけている。打音法は、周波数スペクトルの特定の周波数域に検出される周波数ピークから欠陥の有無を判定する手法を開発し、コンクリートかぶり 10 cm の空洞部の検知できる性能を確保した。また赤外線サーモグラフィ法に関しては、太陽

光や外気温により生じる温度差を利用したパッシブ法の検査精度を確認した。

2. 非破壊検査システムの概要

非破壊検査システムは、既存コンクリート構造物の劣化調査や、新設構造物の品質保証に必要な検査項目を抽出し、その検査項目を確実に検出するために必要な検査を組み合わせるものである。非破壊検査システムのフローを図-1に示す。

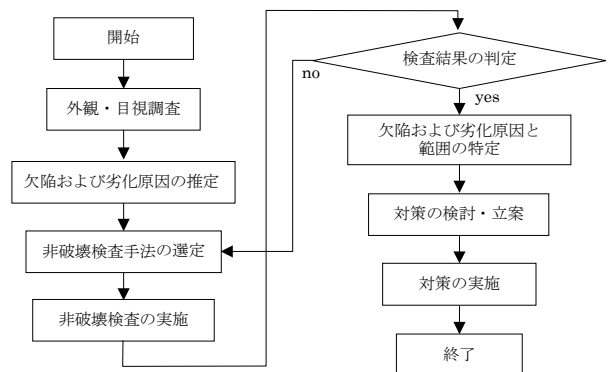


図-1 非破壊検査システムのフロー

*技術研究所

3. 打音法

3.1 打音法システムの概要

打音法システムは、打撃装置とマイクロフォン、データの収録と処理を行う解析用パソコンで構成されている。点検者が目視を行いながら検査できるので、仕様等で規定された頻度の検査の他、欠陥の兆候が見られる箇所では密度の高い検査をすることも可能である。図-2にシステムの構成を示す。

3.2 原理

打音法は弾性波を用いた調査手法の一つである。打音法に用いる装置は、ソレノイドコイルの磁力により一定の力で打撃を加えるハンマーと、打撃により発生する音を収録するマイクロフォンの2つの機器で構成されている。図-3および図-4に示すように、打音法システムはマイクロフォンで収録した打撃音の振動波形を高速フーリエ変換により、周波数スペクトルに変換して判定を行う。欠陥部の周波数スペクトルは、健全部とは異なる周波数帯に特異なピークが生じるため、それを検出することで判定が可能になる。特に欠陥部で共振により大きなエネルギーを生じる場合、マイクロフォンで収録するエネルギーも大きくなるため、周波数スペクトルの積分値からも判定が可能となる。本システムでの上記の二つの手法により、欠陥の判定を行う。供試体の共振パターンには、たわみ共振や縦波共振などが挙げられるが¹⁾、本装置で検出されるのは主にたわみ共振によるスペクトルである。

3.3 性能確認実験

a. 試験体

かぶりが25~300mm、一辺の長さが100mm~500mmの空洞を模擬した欠陥(厚さ10mmの発泡スチロール)とする供試体を作製し、打音の測定を行った。欠陥サイズとかぶりの組合せの一覧を表-1に示す。

b. 打音測定方法

打撃音の測定は、φ25mmの鋼球により、図-5のように100mm間隔のメッシュの交点(7×7=49点)および中心点(8×8=64点)の計113点に対して行った。

c. 欠陥判定方法

(a) エネルギー判定法

エネルギー判定法では、マイクロフォンに収録される打撃音の周波数スペクトルを積分した値で判定する²⁾。打撃により発生した弾性波は、コンクリート表面からの音とコンクリート内部からの音としてマイクロフォンに集音される。欠陥が無い供試体の場合、内部からの反射音が小さいため、収録される音の大半が表面からの反射音となる。欠陥がある場合は、欠陥部の共振により弾性波が返ってくるため、エネルギー値が大きくなり、異常と判定することになる。この方法は内部から比較的大きな反響音を得られる場合には有効である。本供試体の予

備打撃の結果から健全部のエネルギー値は1200~1900mV²(平均1600mV²)であった。

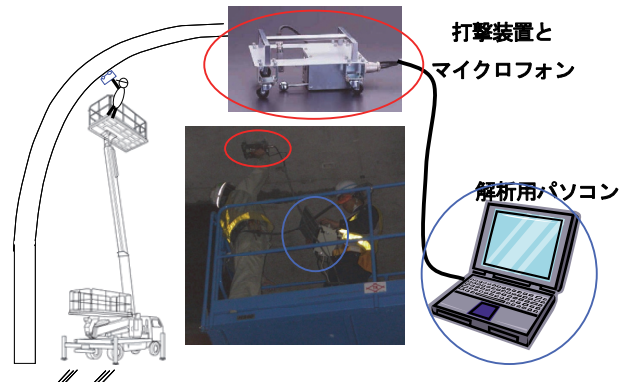


図-2 打音法システムの構成

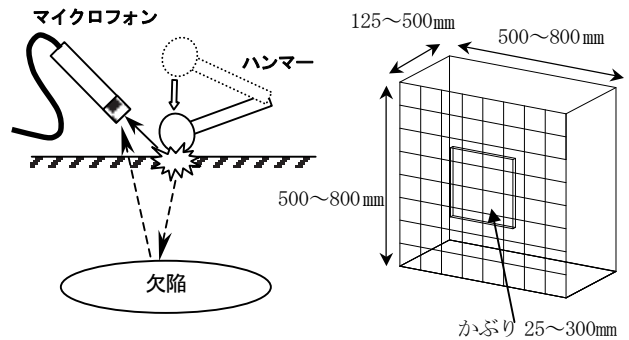


図-3 音の伝播モデル

図-5 供試体形状

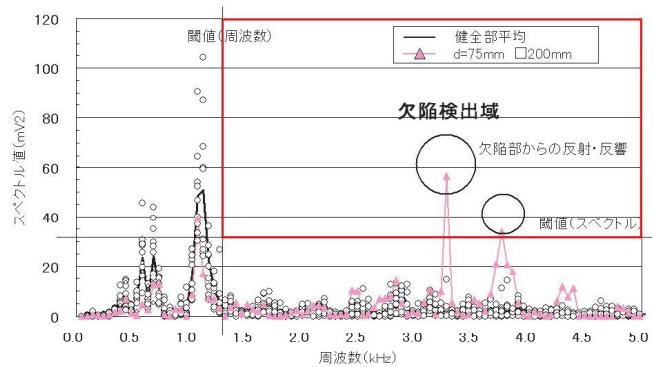


図-4 周波数スペクトルの例

表-1 打音法の供試体シリーズ一覧

供試体 No.	供試体寸法(mm)	欠陥寸法(mm)	かぶり(mm)
1	500×500×125	100×100×10	25, 100
2	500×500×125	150×150×10	25, 100
3	500×500×150	200×200×10	50, 100
4	500×500×150	100×100×10	50, 100
5	500×500×175	150×150×10	75, 100
6	500×500×175	200×200×10	75, 100
7	800×800×350	100×100×10	150, 200
8	800×800×350	150×150×10	150, 200
9	800×800×350	200×200×10	150, 200
10	800×800×350	300×300×10	150, 200
11	800×800×500	500×500×10	200, 300
12	800×800×450	150×150×10	200, 250
13	800×800×450	200×200×10	200, 250
14	800×800×450	300×300×10	200, 250

そこで、今回は健全部のエネルギーデータから 2000mV² 以上を欠陥として設定した。実験ではかぶり 50 mm以下の場合、最小で 100 mm×100 mmサイズの欠陥まで検出が可能であり、欠陥寸法が 200 mm×200 mm以上の場合、かぶり 100 mmまで検出可能である。結果の一覧を表 2 に示す。

(b) 周波数スペクトル判定法

周波数スペクトルは主に表面と欠陥に挟まれた部材のたわみ振動による波形から生じていると考えられる。

有限長平板の周辺固定条件による一次固有振動数 $f_{0,fix}$ は式(1)により表される³⁾。

$$f_{0,fix} = \frac{\pi}{4\sqrt{3}} \left(\frac{2.25}{a^2} + \frac{1.4}{b^2} \right) \left(\frac{E}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} h \quad (1)$$

- ここに、 a : 短辺長 (m)
- b : 長辺長 (m)
- h : 平板厚 (m)
- E : ヤング係数 (N/m²)
- ρ : 密度 (kg/m³)

である。式(1)より求めた計算上の共振周波数を表 3 に示す。桃色の部分が今回の打音装置で判定可能な範囲 (2~12kHz の周波数帯) である。実際に周波数ピークが得られた周波数と欠陥寸法およびかぶりの関係を表 4 に示す。これより、表 3 の計算上のたわみ共振周波数と表 4 のピーク周波数測定値の結果が同じ傾向にあることが分かる。

3.4 まとめ

これらの実験より、エネルギー値と周波数スペクトル値による判定では、それぞれ検出できる欠陥の範囲が異なることが分かった。欠陥が浅い範囲はエネルギー法で検出可能であり、やや深い範囲では周波数スペクトル法による検出が期待できる。そこで、それぞれの判定法を複合的に判定を行うことで、概ね、かぶり 100 mmまでの欠陥は検知できることが分かった。表 5 の青色で囲まれた部分は高い精度で欠陥の検出が可能な範囲といえる。

4. 赤外線サーモグラフィ法

4.1 赤外線サーモグラフィ法の概要

赤外線サーモグラフィ法は、対象物の表面温度を測定し、コンクリート表層の健全部と、浮きや剥離部に生じる温度差を把握することにより、欠陥部を検出する調査技術である。特長としては、広範囲を短時間で調査することである。しかし、健全部と欠陥部に生じる温度差は、測定の時間、位置、および環境条件により変化するため、この測定条件の違いが、赤外線サーモグラフィ法の検出精度に大きく影響する。

4.2 原理

あらゆる物質は温度をもっており、その温度に応じた量の赤外線を放出している。赤外線サーモグラフィ法は被測定物から放出されている赤外線量を計測することで、表面温度を読み取る装置である。測定方法にはパッシブ法とアクティブ法の2種類がある。パッシブ法は太陽光や外気温の熱の授受によって、浮きや剥離部と健全部の表面温度の上昇と下降に伴う温度差を見る方法である。もう一方のアクティブ法は熱の授受をヒーターなどで行うものである。

表 2 エネルギー判定法の結果一覧 単位 mV²

欠陥サイズ (mm)	欠陥までのかぶり (mm)					
	0	25	50	75	100	150
50						
100	16117		2915		1686	1606
150	22637		4512	1585	1605	1504
200	69018		5763	2119	2128	1424
250						
300			16970			1659
350						
400						
450						
500						

表 3 たわみ共振周波数の計算値 単位 kHz

欠陥サイズ (mm)	欠陥までのかぶり (mm)												
	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300
50	48	97	145	193	241	290	338	386	435	483	531	579	
100	12	24	36	48	60	72	84	97	109	121	133	145	
150	5.4	11	16	21	27	32	38	43	48	54	59	64	
200	3.0	6.0	9.1	12	15	18	21	24	27	30	33	36	
250	1.9	3.9	5.8	7.7	9.7	12	14	15	17	19	21	23	
300	1.3	2.7	4.0	5.4	6.7	8.0	9.4	11	12	13	15	16	
350	1.0	2.0	3.0	3.9	4.9	5.9	6.9	7.9	8.9	9.9	11	12	
400	0.8	1.5	2.3	3.0	3.8	4.5	5.3	6.0	6.8	7.5	8.3	9.1	
450	0.6	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6	7.2	
500	0.5	1.0	1.4	1.9	2.4	2.9	3.4	3.9	4.3	4.8	5.3	5.8	

表 4 ピーク周波数の測定値 単位 kHz

欠陥サイズ (mm)	欠陥までのかぶり (mm)												
	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300
50													
100	7.8	8.6			×		×		×				
150	4.9	5.9	6.5	7.0		×		×		×			
200		4.3	5.1	5.1		×		×		×			
250													
300		2.3							4.1		5.2		
350													
400													
450													
500									3.1				3.2

表 5 打音法で判定可能な欠陥範囲

欠陥サイズ (mm)	欠陥までのかぶり (mm)												
	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300
50	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
100	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○
150	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○
200	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○
250	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○
300	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○
350	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○
400	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○
450	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○
500	○	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○	○

4.3 性能確認試験

a. 試験体

試験体は、欠陥の大きさを 50mm、100mm、200mm の 3 パターン、かぶりを 10mm、30mm の 2 パターンとする 6 体と、欠陥のない 3 体、計 9 体とした。試験体の作製は、型枠 250×250×100mm～400×400×100mm 中に欠陥（厚さ 5mm の発泡スチロール）を埋設し、コンクリートを打設した。試験体形状の詳細を表-6 に示す。

b. 計測

写真-1 に示すように、9 体の試験体を一面（正面）以外には直射日光が当たらないように合板で覆った。さらに、単管パイプで組み立て、試験体の向きを東西南北に回転できるようにした。

計測項目は、試験体の熱画像と可視画像、および外気温と試験体正面への日射量とした。熱画像と可視画像の測定は、測定の方角（東西南北）に向けた試験体正面に正対した測定距離 5m の位置から、赤外線サーモグラフィで撮影した。また、外気温および試験体正面への日射量の測定は、温度計および日射量計を配置して行った。計測器の仕様を表-7 に示す。

c. 実験ケース

今回検討する影響因子は、気象、測定時間、撮影角度および欠陥部の形状とした。表-8 に実験ケースを示す。

d. 欠陥部の検出方法

熱画像による欠陥部は、撮影した熱画像を図化処理し、目視で検出して評価を行った。健全部と欠陥部との温度差ができるだけ明確になるように、画像の色調整を行い、5 段階で目視により欠陥部を評価した。「大きさ・形状は判定できないが、ほぼ欠陥があると判断できる」場合を判定値 3 とし、3 以上は欠陥ありと判定した。表-9 に評価判定基準を示す。評価検出に用いた熱画像の出力例を図-6 に示す。8:00 では画像に差がないが、13:20 になると明らかな差が出ているのが分かる。

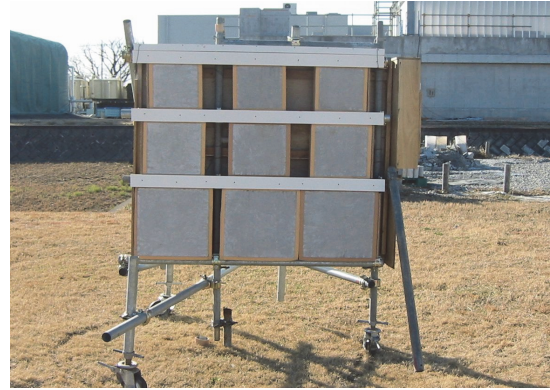


写真-1 試験体設置状況

表-6 赤外線サーモグラフィ法の試験体のシリーズ

試験体名	コンクリート		欠陥部	
	寸法	厚さ	寸法	かぶり
1 C05-0	250×250	100		
2 C05-1	250×250	100	50×50	10
3 C05-3	250×250	100	50×50	30
4 C10-0	300×300	100		
5 C10-1	300×300	100	100×100	10
6 C10-3	300×300	100	100×100	30
7 C20-0	400×400	100		
8 C20-1	400×400	100	200×200	10
9 C20-3	400×400	100	200×200	30

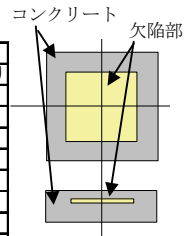


表-7 赤外線サーモグラフィ法の計測器の仕様

測定項目	測定器名およびメーカー型式	仕様
熱画像	赤外線サーモグラフィ NEC三栄機 TH9001PMV	測定範囲 : -20～100°C (0～200°C)
		最小検知温度 : 0.06°C (at30°C60Hz時)
		測定精度 : ±2°C
		検出器 : 二次元非冷却(マイクロボロメータ)
		測定波長 : 8～14 μm
可視画像	NEC三栄機 TH9001PMV	熱画像画素数 : 320×240
		可視画像画素数 : 752×480
		重量 : 約1.6kg
気温/湿度	温度センサー 日置電機機 3633温度ロガー +9631温度センサー	入力 : 1CH
		測定範囲 : -40～180°C
		温度センサー : サーミスタ
日射量	全天日射計センサー 株式会社製作所 LP-PYRA-03	精度 : ±1°C
		測定範囲 : 0～2000W/m ²
		スペクトル範囲 : 305nm～2800nm
		視角 : 2π sr
		重量 : 0.45kg

表-8 赤外線サーモグラフィ法の実験ケース

ケース名	天候	撮影角度				撮影時間	撮影角度	備考
		東	西	南	北			
ES	晴天	●				6:00～19:00 20分間隔	正対	撮影距離 5m
WS			●					
SS				●				
NS					●			
EC	曇天	●						
WC			●					

表-9 評価判定基準

判定値	検出評価基準
1	判別が難しく、欠陥部が無いと判定できる
2	判断が難しいが、欠陥部がありそうである
3	大きさ・形状は判定できないが、ほぼ欠陥部があると判断する
4	欠陥部の大きさ・形状がほぼ判定できる
5	欠陥部の大きさ・形状が明確に判定できる

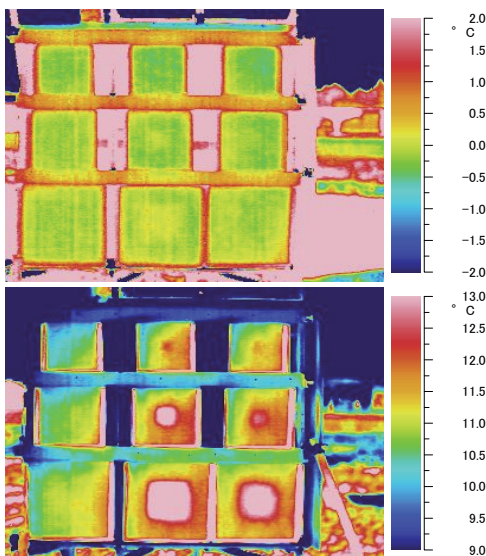
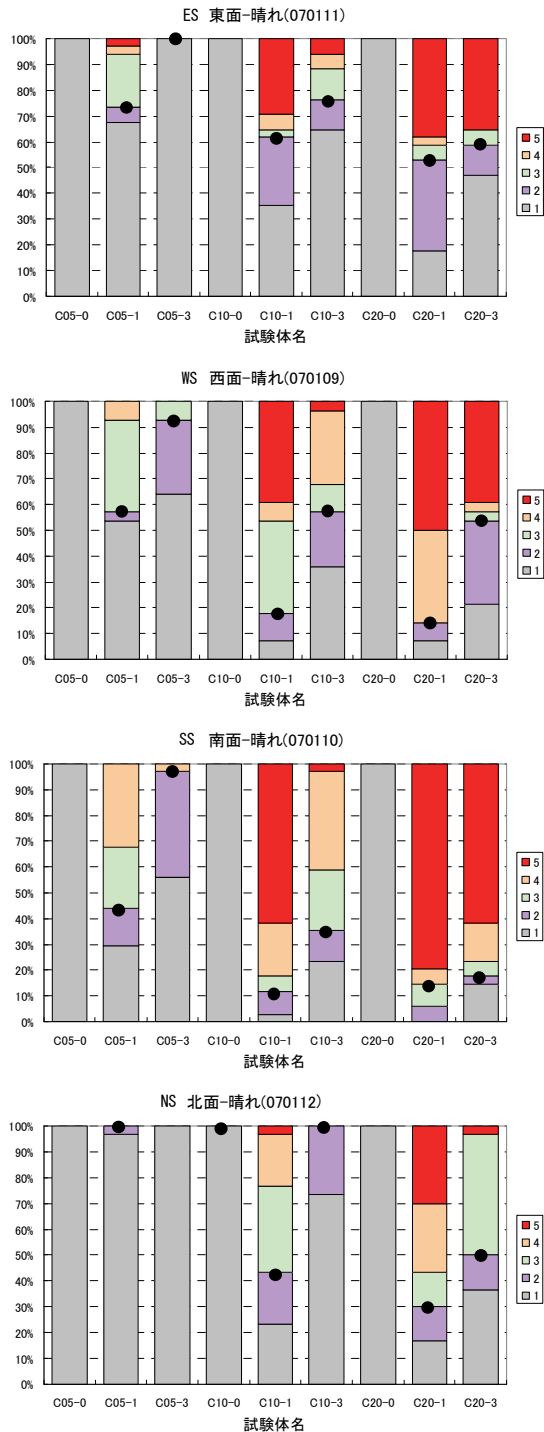


図-6 熱画像出力例 (上: WS - 08:00 下: WS - 13:20)

e. 検出結果

北面配置以外では以下のことがいえる。

- i. 欠陥部の大きさが、 100×100 mm以上で、かぶりが30 mm以下であれば、ほぼ欠陥部が検出できる
- ii. 欠陥部の大きさが 50×50 mmの場合、かぶりが10mmで検出することができる
- iii. かぶりが30mmでは、検出することが難しい



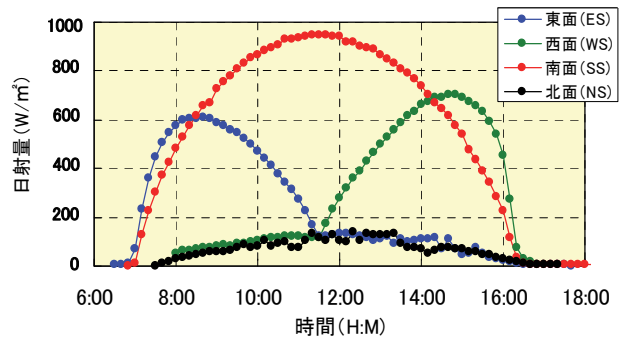
図一七 評価分布 (●は判定境界)

また、北面配置では以下のことがいえる。

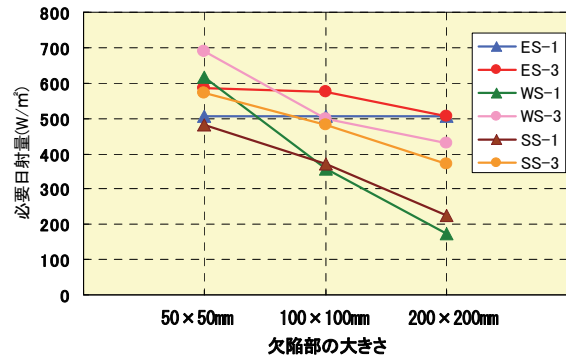
- i. 欠陥部のかぶりが 10mm までであれば 100×100 mm以上の欠陥部の検出ができる
- ii. かぶりが 10 mmより深いものは検出が難しい

欠陥部の検出の割合から、配置による検出のしやすさは、南面>西面>東面>北面の順となった。図一七に評価判定結果の分布を示す。縦軸は計測時の判定値の割合を表示している。●は欠陥あり(判定値3)と欠陥なし(判定値2)の境界を表している。北面に比べ、南や西、東で●の位置が下方に、つまり欠陥ありと判定できる割合が高くなっているのが分かる。また、図一八に測定方角と日射量の関係、図一九には欠陥部の大きさと異常(判定値3以上)と判定されたときの日射量(必要日射量)との関係を示した。これより $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ の欠陥を検出するには 600 W/m^2 程度の日射量があればよいことが分かる。また $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 以上でも、かぶりが30 mm以下であれば、 $400 \sim 500 \text{ W/m}^2$ でも十分に検出することが可能である。

図一十に、欠陥部の熱画像による評価判定結果(判定値3以上)と測定面の方角および測定時間との関係を示す。なお、1月9日~1月12日の期間の日の出、および日の入りは 6:50 および 16:45 頃で、南中時刻は 11:45 頃であった。今回の実験では、方角別の測定に最適な時間は、東面が 8:00~10:00、南面が 10:00~13:00、西面が 13:00~15:00、北面が 10:00~11:00 と 12:30~13:30 となっている。また日の入りの 16:50 頃になると、



図一八 測定方角と日射量の関係



図一九 欠陥部の大きさと必要日射量の関係

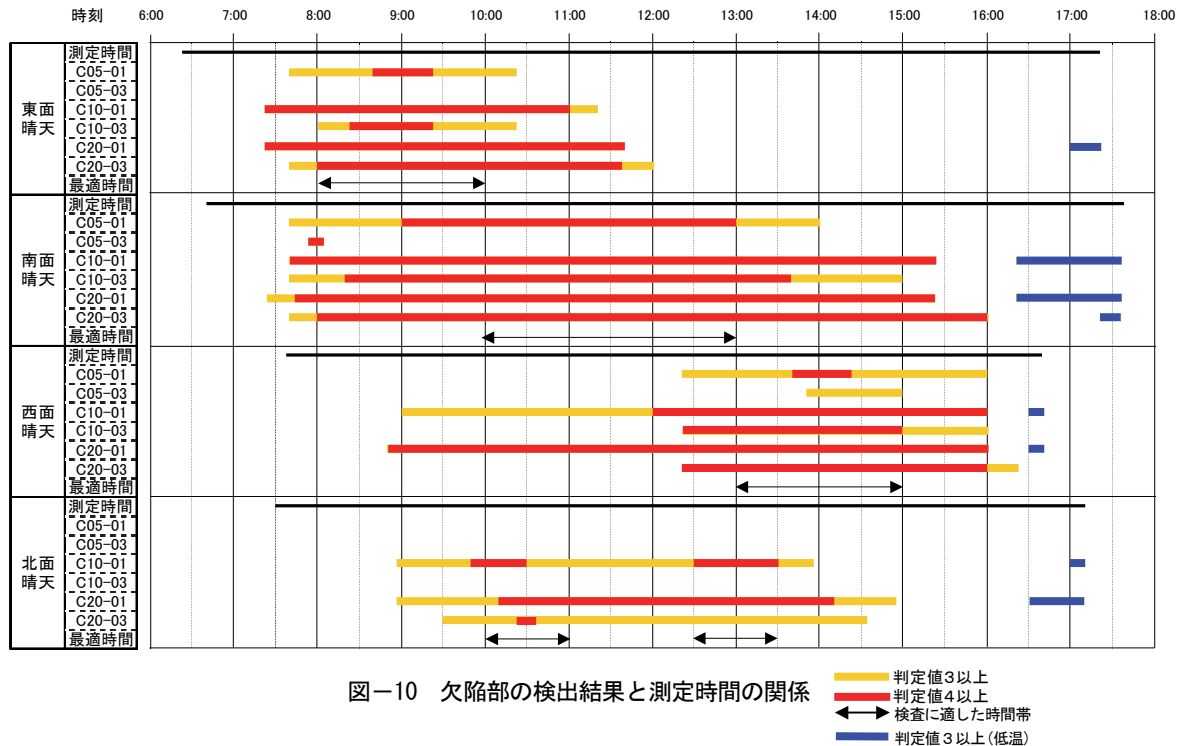


図-10 欠陥部の検出結果と測定時間の関係

■ 判定値3以上
■ 判定値4以上
■ 判定値3以上(低温)
↔ 検査に適した時間帯

測定方向に関係なく全ての実験ケースにおいて、欠陥部のほうが低温となって、欠陥部が検出できる時間帯があった。

4.4 まとめ

以下に、得られた結果のまとめを示す。なお、これらの知見は関東地方の測定に対して有効である。

- i. 今回の実験より熱画像による欠陥部の検出を行った結果、測定方向別の最適な測定時間は、以下のとおりであった
 - 東面 8:00~10:00
 - 南面 10:00~13:00
 - 西面 13:00~15:00
 - 北面 10:00~11:00 と 12:30~13:30
- ii. 測定方向の違いによる欠陥部の検出のしやすさは南面>西面>東面>北面の順であった
- iii. 欠陥部の検出に影響している因子は、測定面への日射量である
- iv. 欠陥部の大きさが 100×100 mm以上で、かぶりが 30 mm以下であれば、欠陥部の検出に必要な日射量は 400~500 W/m²程度以下である

5. 結論

打音法に関しては、周波数スペクトル法とエネルギー判定法により、かぶり 50 mm程度の欠陥検知の精度が確

認できた。赤外線サーモグラフィ法に関しては、冬期にパッシブ法で試験を行った結果、測定面への日射量の影響が大きかったことが分かった。検出のしやすさは南面、西面、東面、北面の順であり、400~500W/m²程度の日射量があれば欠陥が検出できることが分かった。

6. あとがき

赤外線サーモグラフィ法は今後、春夏について実験を行い、打音法は打撃力とかぶり、周波数スペクトルの関係について実験を行う予定である。

【参考文献】

- 1) 川口昇平、東 邦和、廣中哲也、「打音法によるコンクリート内部の欠陥検出手法の検討」、土木学会年次学術講演会第5部、pp.25-26、2007.9
- 2) 社団法人土木学会編、「弾性波法によるコンクリート非破壊検査に関する委員会報告およびシンポジウム論文集」、2004.8
- 3) 社団法人日本音響材料協会編、「騒音・振動対策ハンドブック」、技報堂、1982.2
- 4) 財団法人土木研究センター、「土木コンクリート構造物のはく落防止用赤外線サーモグラフィによる変状調査マニュアル」、2005.3

木質系廃材と石炭灰を利用した防草吹付け工法の開発

Development of Weed Control Sprayed Stratum

Using Wooden Wastes and Coal Ash

廣中哲也* 白石祐彰* 堀 寛** 野村俊也**

要 旨

防草吹付け工法は、流木等の木質系廃材のチップと火力発電所から排出される石炭灰を利用した防草と表面美観の性能を有する工法である。室内試験、施工試験および耐久性試験を経て、吹付け基盤の配合設計法および施工システムを開発した。流木、剪定材および建築解体材をチップ化して使用することで、リサイクルの推進と防草効果による法面等の維持管理費のコストダウンが可能となる。

キーワード：木質系廃材、石炭灰、吹付け基盤、有効利用、防草

1. まえがき

水力発電所等のダム湖に漂着する流木はチップ化することで有効利用の拡大が図られている。防草吹付け工法は、流木、剪定材および建築解体材などの木質系廃材から製造したチップを火力発電所から排出される石炭灰とセメントにより混合した基盤を法面や歩道などに吹付ける工法である。この工法の開発に際して、廃棄物のリサイクル、周辺環境との調和および維持管理費の削減の観点から、吹付け基盤の原料に木質系廃材と石炭灰を用い、表面がモルタルやコンクリートとは異なる柔らかな外観および雑草の繁茂を抑制する硬度を目的とした。そこで、木質系廃材チップと石炭灰を利用した防草吹付け工法に関する室内試験、現地試験施工と追跡調査、耐久性試験および施工システム試験を実施した。その結果、着色することで周辺環境との調和を容易にし、所要の強度と施工性を有する基盤の配合設計法を考案した¹⁾。また、吹付け基盤の良好な耐凍害性と防草効果を確認し、小型リボルバー式吹付け機とミキサ車を組合わせたシンプルな施工システムも提案した。

本報では、室内試験から施工システム試験結果の概要を報告する。

2. 室内試験

2.1 使用材料

表-1に吹付け基盤の使用材料を示す。基盤は、20mm程度の破碎した木質系チップと石炭灰、セメント、顔料および水からなっている。写真-1にダム湖に漂着した流木およびチップ、表-2にチップの乾燥密度および含水比を示す。チップの密度と含水比は、原木の種類や放

置期間で異なることが分かる。なお、原木の樹木破砕機には、チップナイフで切断後、シュレダハンマで砕く2段階の粉碎方式を採用し、チップの長辺を20mm程度とした。

表-3に固化材に用いた2種類の石炭灰を示す。微粉炭灰(以後、微粉炭灰と称す)はフライアッシュとしてコンクリート用混和材に使われ、球形で流動性に富むが自硬性はない。加圧流動床燃焼方式(以後、流動床灰と称す)は燃焼時に石灰石を混入するためカルシウ

表-1 基盤の使用材料

区 分	種 類	備 考	
基材	木質系チップ	20mm程度に破碎	
粉体	固化材	石炭灰	微粉炭灰(微粉炭燃焼方式)
		セメント	流動床灰(加圧流動床燃焼方式)
	着色材	顔料	普通ポルランドセメント 赤、茶、緑



写真-1 流木とチップ 写真-2 基盤の着色例

表-2 チップの乾燥密度および含水比

原木種類	放置期間	乾燥密度(g/cm ³)	含水比
流 木	1ヶ月	0.20	0.30~1.20
	6ヶ月	0.15	1.20~2.50
製材端材	1ヶ月	0.16	0.40~1.50

表-3 固化材に用いた石炭灰の基本物性

種 類	密度(g/cm ³)	比表面積(cm ² /g)	70-値比(%)	活性度指数(%)	水粉体比0.4強度*(N/mm ²)
微粉炭灰	2.39	3320	110	79	31
流動床灰	2.76	5090	97	83	49

*石炭灰：セメント=50：50

*技術研究所 **九州支店土木部

ムを多く含み、角張って自硬性がある。なお、基盤の色は施工サイトと周囲とを調和させるため、顔料を使用して写真-2のように赤・茶・緑系統のいずれかに着色した。

2.2 管理方法

施工に必要な流動性を石炭灰セメントペースト（石炭灰(CA)+セメント(C)+水(W)：以後、ペーストと称す）のフレッシュ性状で評価し、雑草の繁茂を抑制する硬さを基盤の表面硬度および圧縮強度で評価して配合を決定した。ペーストは水粉体比 W/P (P:石炭灰+セメント) および総粉体量に対する石炭灰置換率、基盤はチップに対するペースト容積比（以後、ペースト容積比と称す）をパラメータに配合試験を実施した。

表-4 に主な試験項目と目標値を示す。予備試験結果からモルタルスランブコンのフロー値 150mm 未満ではペーストの流動性不足によりチップを結合することが困難となり、250mm 以上では材料分離が大きくなったため、フロー値の目標範囲を 150~250mm に決定した。また、基盤の評価を山中式土壌硬度計による表面硬度で行い、防草に必要な基盤の硬度（以後、基盤硬度と称す）の目標値を植物根の伸長を阻害する 30mm 以上とした²⁾。

2.3 結果

a. ペーストの特性

図-1 に石炭灰置換率とフロー値の関係を示す。水粉体比の増加に伴ってフロー値は大きくなっており、目標値を満足する水粉体比は 40%前後であることが分かる。図-2 に石炭灰置換率とペーストの圧縮強度（以後、ペースト強度と称す）の関係を示す。石炭灰置換率の増加に伴ってペースト強度は低下し、微粉炭灰では置換率 80%程度で強度発現しないのに対して、流動床灰では置換率 100%の石炭灰単体でも強度発現している。

b. 基盤の特性

図-3 に基盤の圧縮強度（以後、基盤強度と称す）と基盤硬度の関係、図-4 にペースト容積比と基盤強度の関係を示す。図-3 より基盤硬度 30mm となる基盤強度は 0.25N/mm² 以上であれば良いことが分かる。したがって、図-4 よりペースト容積比を 0.35~0.45 とすれば、微粉炭灰で 0.3~0.9N/mm²、流動床灰で 1.0~1.2N/mm² の基盤強度が得られ、目標基盤硬度 30mm も満足する。

c. 標準配合

以上の結果をもとに吹付け基盤の標準配合例を表-5 に示す。

3. 試験施工および追跡調査

3.1 試験施工

a. 施工概要

写真-3 に施工例、表-6 に施工対象を示す。2 件の法面に施工し、基盤の品質、防草効果、施工性について

表-4 主な試験項目と目標値

区分	試験項目	目標値
ペースト	フロー値 (モルタルスランブコン使用)	150~250mm
	一軸圧縮強度 (材齢 28 日)	石炭灰置換率の目安
基盤	硬度 (山中式土壌硬度計)	30mm 以上
	一軸圧縮強度 (材齢 28 日)	0.25N/mm ² 以上

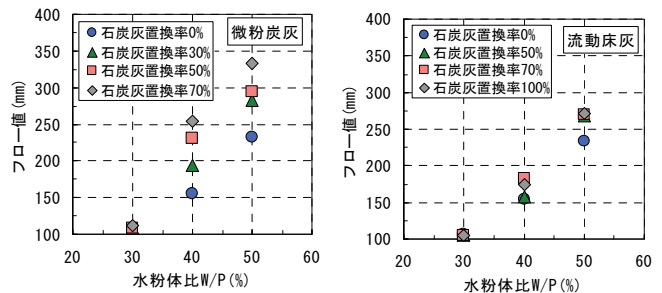


図-1 石炭灰置換率とフロー値

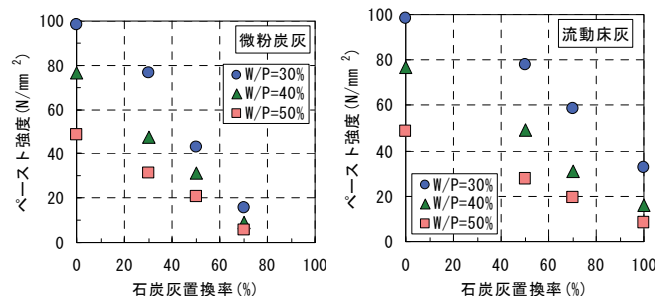


図-2 石炭灰置換率とペースト強度

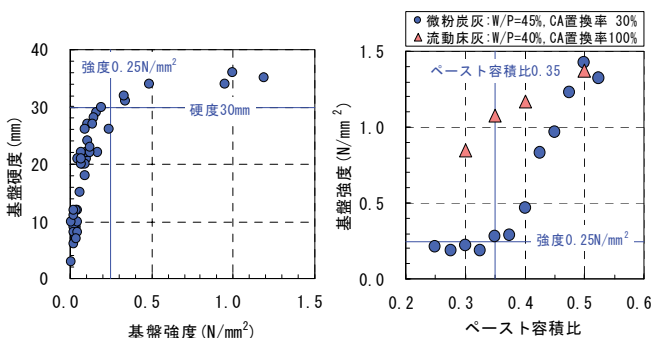


図-3 基盤強度と硬度 図-4 ペースト容積比と基盤強度

表-5 標準配合例

灰種	水粉体比 W/P (%)	石炭灰置換率 (%)	ペースト容積比	空隙率 (%)	単位量(kg/m ³)			
					基材*	水 W	セメント C	石炭灰 CA
微粉炭	45	30	0.40	20.2	420	211	328	141
流動床	45	95	0.40	19.4	425	210	23	443

*) 基材：流木、原材料密度 0.66g/cm³、チップ乾燥嵩密度 0.30g/cm³、チップ含水比 0.96



写真-3 施工例

表-6 施工対象

施工面	施工時期	施工数量	内容
発電所法面	H16.5	450m ²	吹付け厚：100mm 法面勾配：約 45° 既存モルタル用吹付け設備
調整池法面	H18.3	200m ²	

検討した。いずれも、施工機械には既存のモルタル用吹付け設備を使用した（図-5）。練混ぜ完了後の基盤を1バッチ毎に圧力容器に排出し、0.5MPaの空気圧と5~7m³/minの空気量で2~3インチのマテリアルホース中を圧送し、法面に吹付けた。

表-7に基盤の使用材料と配合を示す。基材は20mm以下に破碎した流木と薪材（樗）を、石炭灰は微粉炭灰と流動床灰、顔料は茶色を使用した。水粉体比 W/P を45%一定とし、ペースト容積比は発電所法面では0.40、調整池法面では密度と含水比の違いから空気搬送中の閉塞傾向を改善するために0.42とした。

b. 品質試験結果

図-6に発電所法面から採取した直径50mmコアおよび室内試験の直径100mm供試体の基盤強度と基盤硬度の関係を示す。コアおよび供試体の基盤強度は、基盤硬度30mm以上で目標値の0.25N/mm²を満足し、同一硬度に対する基盤強度は、コアの方が大きいことが分かる。

図-7に施工時に型枠に打ち込んだ直径100mm供試体強度と吹付け後の基盤から採取した直径50mmコア強度の関係を示す。コア強度の方が供試体強度に比べて大きくなっていることが分かる。これは、吹付け力により空隙が減少し、基盤内部が密実になり強度が大きくなったと考えられる。また、圧送性改善のためにペースト容積比を大きくしたことで調整池の強度の方が発電所よりも大きくなった。

c. 施工性および出来形

既存のモルタル用吹付け設備により基盤の練混ぜと吹付けを実施したが、基盤はペースト分が少なく、密度も小さいため、既存のミキシング部（ロータリー式ミキサ）では速く均一に練混ぜることができなかった。また、高圧で多量の空気でも基盤を搬送するため、ホース内で分離、閉塞する場合があった。そこで、本工法に適した施工システムについて第5章で検討し、改善した。

吹付け基盤の表面状況は、茶色の顔料で着色したことで自然な感じとなり周辺の環境に良く調和した。

3.2 追跡調査

a. 調査概要

基盤の耐久性および維持管理の基礎データを得るために、発電所法面の吹付け基盤について追跡調査を実施した。調査は、目視観察、土壌硬度計による基盤硬度およびコアを採取して圧縮強度を測定した。

b. 調査結果

発電所法面に施工した基盤は2年9ヶ月の経過で植物の発生箇所も少なく、良好な防草効果が得られた。なお、植物の侵入箇所は、水抜きパイプの内部、施工境界の隙間および基盤厚の薄い箇所である（写真-4）。

表-8に法面から採取した直径50mmコアの基盤強度と基盤硬度の調査結果を示す。基盤硬度は、表面状態が健全な部分で全て30mm以上を維持し、基盤強度は0.76

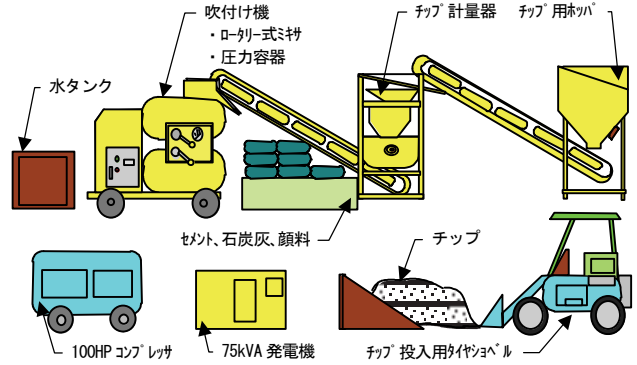


図-5 既存モルタル用吹付け設備

表-7 使用材料および配合

区分	灰種	水粉体比 W/P (%)	石炭灰置換率 (%)	ペースト容積比	単位量 (kg/m ²)				
					基材	水 W	セメント C	石炭灰 CA	顔料 (茶)
発電所	微粉炭	45	30	0.40	420	211	328	141	7.0
	流動床	45	95	0.40	425	210	23	443	7.0
調整池	微粉炭	45	30	0.42	408	215	334	143	7.2
	流動床	45	95	0.42	412	214	24	451	7.1

【使用材料】
 セメント：普通ポルトランドセメント、密度3.16g/cm³ 顔料：茶色、酸化鉄系、密度4.9g/m³
 石炭灰：微粉炭灰 密度2.39g/cm³、流動床灰 密度2.76g/cm³
 基材：発電所 流木1 原材密度0.66g/cm³、乾燥かさ密度0.15g/cm³、含水比2.02
 調整池 流木2 原材密度0.60g/cm³、乾燥かさ密度0.30g/cm³、含水比0.96
 薪材（樗） 原材密度0.80g/cm³、乾燥かさ密度0.41g/cm³、含水比0.65

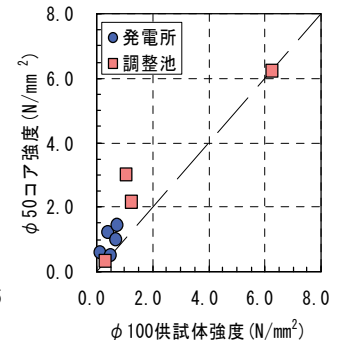
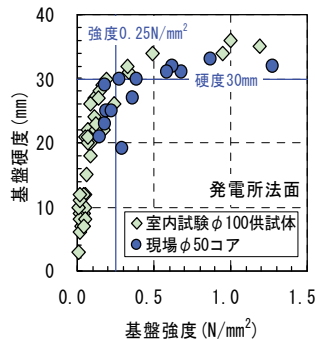


図-6 φ70供試体強度と硬度 図-7 供試体強度とφ70コア強度

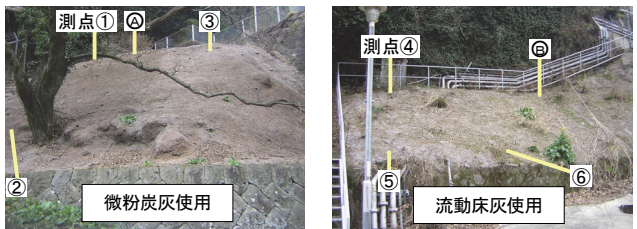


写真-4 2年9ヶ月後の状況

表-8 コアの基盤強度と基盤硬度の調査結果

区分	状態	測点	基盤硬度 (mm)				φ70基盤強度 (N/mm ²)	
			1週	1年1ヶ月	2年	2年9ヶ月	2年	2年9ヶ月
微粉炭灰	健全	①	35	38	31	34	1.48	1.82
		②	34	35	33	35	-	-
		③	34	35	31	32	-	-
	劣化	Ⓐ	-	18	18	23	0.86	1.02
流動床灰	健全	④	32	34	31	34	-	-
		⑤	35	35	32	33	0.76	1.36
		⑥	35	34	33	34	-	-
	劣化	Ⓑ	-	25	24	27	-	0.83

～1.82N/mm²であった。また、チップの割合が多く、吸水により腐敗したと考えられる劣化部AとBの基盤硬度は1年1ヶ月時の18mmと25mmから低下しておらず、基盤強度は2年9ヶ月で1.02N/mm²、0.83N/mm²と良好な値を示し、植生も見られなかった。したがって、表面が劣化していても内部は健全であることが分かる。

4. 耐久性確認試験

4.1 試験概要

発電所法面に施工した基盤は、約3年経過した状態で必要な機能は維持しているが、長期的な耐久性の目安がない。そこで、本工法を一般的な工法として広めるために、調整池法面施工時に試験体を作製し、耐久性に関する試験を実施した。吹付け施工機械は図-5、使用材料および配合は表-7中の調整池の2種類を使用した。

表-9に主な試験項目と方法を示す。試験体は透水試験を除いて、大きめの型枠に実際に吹付けて作製した基盤から直方体はカッターで切断し、円柱は直径50mmでコア抜きして採取した。

4.2 結果

a. 透水性

基盤の透水係数は $8.8 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ であり、砂および礫の透水係数 $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^2 \text{cm/s}$ に相当し、透水性は高い³⁾。

b. 凍結融解抵抗性

写真-5に凍結融解サイクル120回終了後の試験体の外観、図-8に微粉炭灰を使用した配合の基盤硬度と圧縮強度の経時変化を示す。試験終了後の目視観察結果では、表面に割れや欠け等の損傷は見られず、健全な状態であった。圧縮強度は、試験開始前の 2.8N/mm^2 から $-18 \sim 5^\circ\text{C}$ の温度履歴を120回繰り返した試験後で 2.7N/mm^2 となり、ほとんど変化していない。同様に、基盤硬度は試験終了後も34mmと大きく、良好な状態を保っている。なお、試験施工を実施した熊本地方の冬日(日最低気温 0°C 未満の日数)を気象庁のデータから20~40日程度とすると、今回の試験が -18°C と過酷な条件であったことや120サイクル終了後も健全であることを考慮して、基盤は5~10年程度の耐凍害性を有していると考えられる。

c. 溶出試験

溶出試験では、平成3年度環境庁告示第46号「土壌の汚染に係る環境基準について」(以後、環告46号法と称す)および「土木学会 硬化コンクリートからの微量成分溶出試験方法試案」⁴⁾(以後、土木学会案と称す)に準拠して溶出濃度を測定した。図-9に各種溶出試験結果を示す。石炭灰単体では、4種類の成分が環境基準値以上となってもセメントと混合することで基盤では溶出量が減少することが分かる。粉碎試料を用いる環

告46号法では流動床灰配合の基盤のセレンを除いた成分で基準値以下となり、塊状試料を用いる土木学会案ではすべての成分で基準値より小さくなった。なお、基盤法面の形状は、環告46号法の粉碎試料ではなく、土木学会案の塊状試料に近い場合、流動床灰基盤のセレンの溶出量も基準値以下になっていると考えられる。

d. 腐朽基材生成成分による基盤浸漬試験

基盤中の基材が腐朽して生成する成分がペーストを分解して劣化が進行することが考えられたため、基盤の浸

表-9 主な試験項目と方法

試験項目	方法	備考
基本特性	密度	気中質量と容積より算出
	硬度	土壤硬度計の3回の平均
	強度	φ50コア試験体使用
凍結融解	JIS A 1148 B法に準拠	試験体寸法
乾湿繰返し	JCI-SP06に準拠	10×10×40cm
透水試験	JCI-SP03-1に準拠	φ10×20cm
酸腐朽試験	植物腐朽時生成酸への浸漬試験	—
溶出試験	①環境省 環告46号法 ②土木学会試案	石炭灰単体と基盤にて実施

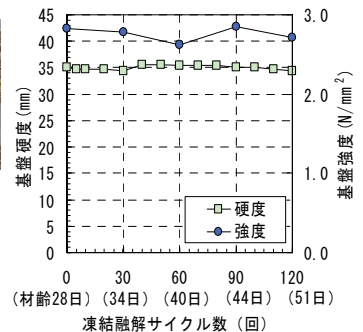
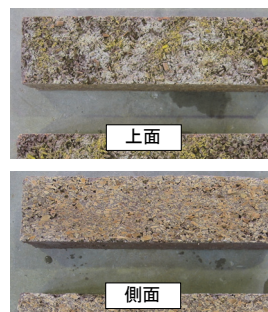


写真-5 凍結融解後の外観 図-8 硬度と強度の経時変化

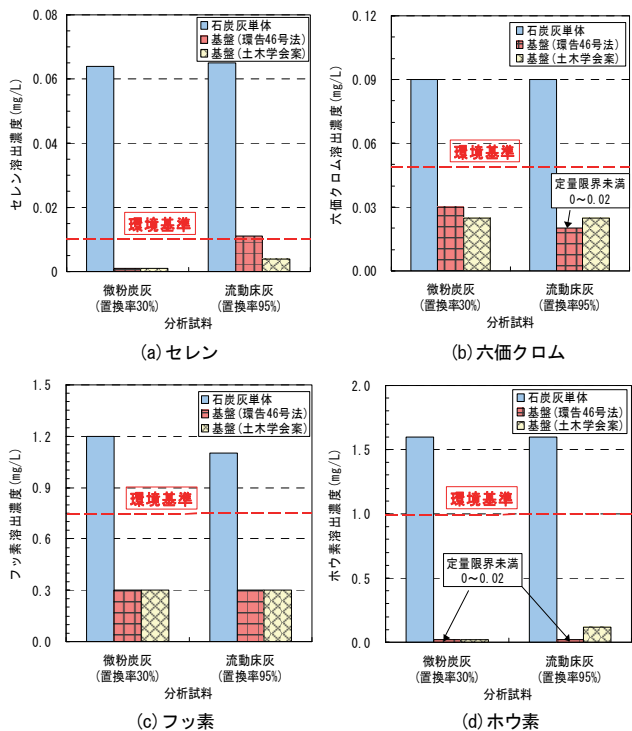


図-9 各種溶出試験結果

漬試験を実施した。精製水 100ml に p-オキシ安息香酸メチル 0.1g、フェルラ酸 0.3g、タンニン酸 10g を溶かした水溶液に 10%アンモニア水を 0.1ml 加えたA液 (pH4.2)、1.0ml 加えたB液 (pH6.3) および精製水の3種類を浸漬溶液に使用した。写真-6に浸漬試験後の外観、図-10に基盤硬度の経時変化を示す。A液に1年間浸漬した基盤の外観は色が濃くなり、こげ茶色に変色した。しかし、基盤硬度は32~36mmと良好な値を示している。したがって、吹付け基盤は、pH4程度の腐朽基材生成酸に対して変色はするが、劣化の進行性は小さいと考えられる。

5. 施工システム

5.1 小型リボルバー式吹付けによる施工システム試験

a. 試験概要

2件の試験施工の結果、既存モルタル用吹付け設備では圧送圧力と空気量が大きいため、搬送中のホース内で材料分離と閉塞しやすいことが明らかになった。そこで、基盤に適した専用施工システムの提案、対応可能な配合範囲の確認を目的に小型リボルバー式吹付け機械による施工試験を実施した。

図-11に施工試験の吹付け設備を示す。既存モルタル用吹付け機が圧力容器中(容積250L)の1バッチ分の基盤に圧力をかけるのに対して、小型リボルバー式吹付け機は連続的に少量をリボルバー式の容器(容積1.5L)に投入して圧力をかけて搬送することで圧送圧力と空気量を低減可能となる(写真-7)。

基盤の製造および搬送手順は、1バッチ当り50Lとして基材、石炭灰、セメントを空練り後、水をモルタルミキサーに投入し、3~5分間練り混ぜ、吹付け機ホッパーに排出する。その後、吹付け機の圧送圧力および回転数を調整して木製型枠面に吹付けた。

表-10に基盤の基準配合を示す。付着改善のために増粘剤を用いた。試験ケースは、予備吹付け試験結果をもとに、空圧送圧力0.07MPaとリボルバー回転数12rpmを一定として、ペースト容積比4水準、ペースト容積比0.50時の増粘剤の有無およびホース長について、圧送

圧力、使用空気量、基盤吐出量および付着量を調べた。

b. 結果

図-12にペースト容積比と各種測定値の関係を示す。ペースト容積比0.4~0.5の範囲で既存モルタル用吹付け機の圧送圧力0.5MPa、空気量5~7m³/minに比べて、小型リボルバー式吹付け機は、圧送圧力で0.15~

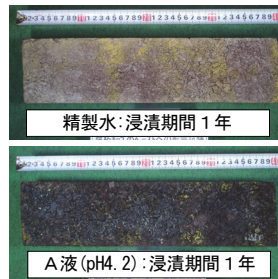


写真-6 浸漬試験後の外観

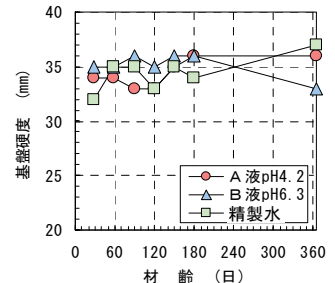


図-10 基盤硬度の経時変化

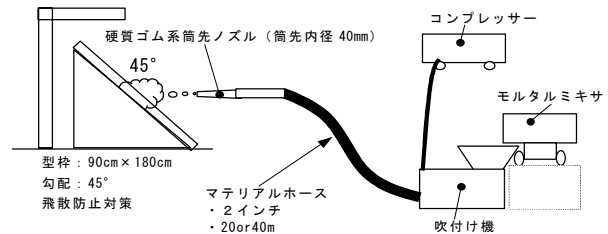


図-11 施工試験の吹付け設備



写真-7 小型リボルバー式吹付け機と吹付け状況

表-10 基準配合

水粉体比 (%)	石炭灰置換率 (%)	ペースト容積比	空隙 (%)	単位量 (kg/m³)			
				基材	水 W	セメント C	石炭灰 CA
45	39	0.3~0.6	15.5	416	212	288	184

【使用材料】
 セメント: 普通ポルトランドセメント、密度 3.16g/cm³
 石炭灰: 流動床灰、密度 2.76g/cm³
 基材: 調整池使用、薪材(樫)、原材密度 0.80g/cm³
 乾燥かさ密度 0.41g/cm³、含水比 0.10
 増粘剤: 水溶性セルロース粉末、1袋(45g)/バッチ(50L)、S社製

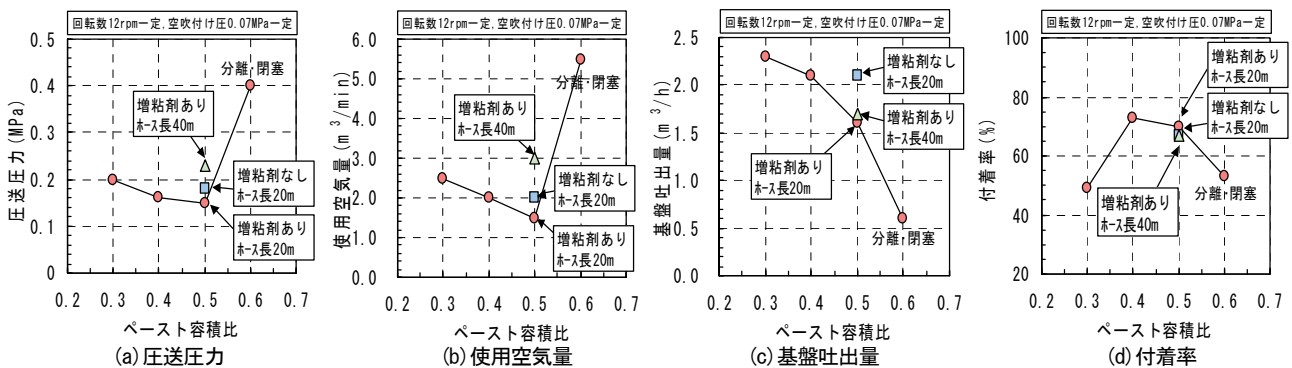
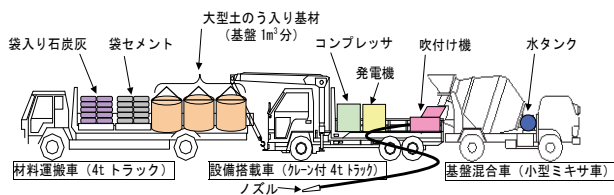


図-12 ペースト容積比と各種測定値

表-11 小型リボルバー式吹付け設備と既存設備

	小型リボルバー式吹付け	既存モルタル用吹付け
吹付け機仕様例	寸法 800W×1300L×1100H 重量 350kg, 出力 3.7kW (200V)	寸法 1500W×2260L×2593H 重量 2840kg, 出力 15kW (200V)
ミキサ仕様例	0.25m ³ モルタルミキサ 寸法 1500W×1070L×1070H 重量 280kg, 出力 3.7kW (200V)	吹付け機とミキサ兼用タイプ
所要電力 (kW)	7.4kW (起動時の所要電力 20.8)	15kW (起動時の所要電力 50.5)
発電機仕様例	37kVA, 重量 1200kg, 出力 29kW 寸法 880W×2000L×1300H	75kVA, 重量 1975kg, 出力 60kW 寸法 1100W×2900L×1400H
圧送圧力 (MPa)	0.15~0.25	0.40~0.50
所要空気量 (m ³ /min)	1.5~3.0	5.0~7.0
基盤吐出量 (m ³ /h)	1.6~2.1	2.5~3.5
コンプレッサ仕様例	エンジン式コンプレッサ 50HP 吐出空気量 5.0m ³ /min 吐出圧力 0.69MPa, 重量 950kg 寸法 2250L×1130W×1200H	エンジン式コンプレッサ 100HP 吐出空気量 11.0m ³ /min 吐出圧力 0.69MPa, 重量 2030kg 寸法 2885L×1300W×1400H



主要機器		計量・練混ぜ方法	
種類	仕様	種類	方法
吹付け機	小型リボルバー式	セメント	袋の整数倍
コンプレッサ	50HP	石炭灰	袋の整数倍
発電機	37kVA	基材	基盤 1m ³ 当たり入りトンパック 1袋をクレーン付 4tトラックで投入
クレーン付 4tトラック	設備台車・材料投入用	顔料	計量カップの容積計量
4tトラック	材料運搬用	水	ミキサ車水タンクからタイマー投入
小型ミキサ車	基盤混合用 : 1.5m ³		

図-13 小型リボルバー式吹付け機の施工システム

0.23MPa、使用空気量で 1.5~3.0m³/min と低くなった。また、ホース長が 20m から 40m に長くなることで圧送圧力も 0.15MPa から 0.23MPa へと大きくなり、増粘剤の有無では圧送圧力に大きな差は認められなかった。付着率はペースト容積比 0.4~0.5 で 67~73% と良好な値を示し、増粘剤の使用により付着率の増加は 3% 程度と大きな効果は認められなかった。なお、基盤吐出量はリボルバーの回転数 12rpm で 1.6~2.3m³/h である。

5.2 既存設備との比較および施工システムの提案

a. 小型リボルバー式吹付け設備と既存設備

表-11 に小型リボルバー式吹付け設備と既存モルタル用吹付け設備の比較を示す。既存モルタル用吹付けに比べて、小型リボルバー式吹付け機は吹付け機とミキサが分離式となるが、圧送圧力と所要空気量が低減するため、発電機およびコンプレッサを含めた設備の仕様、大きさ、質量を小さくすることができる。

b. 専用施工システムの提案

図-13 に小型リボルバー式吹付け機と小型ミキサ車を組合せた施工システムを示す。材料運搬車 (4t トラック)、設備搭載車 (クレーン付 4t トラック) および基盤混合車 (小型ミキサ車) の既存機械を組合せたシンプルで移動可能なシステムとした。なお、セメントと石炭灰は 25kg 入り袋の整数倍計量、基材は大型土のうとクレーン付 4t トラックを利用したロードセル計量、練混ぜ水はミキサ車水タンクを利用したタイマー計量とした。

6. まとめ

木質系廃材チップと石炭灰を利用した防草吹付け工法の開発について、得られた結果を以下に示す。

- i. 基盤の配合は、「ペーストフロー値が 150~250mm となる水粉体比」、「基盤の強度発現性を満足する石炭灰置換率とペースト容積比」を選定後、吹付け可能なペースト容積比に微調整して決定する
- ii. 植物根の伸長を阻害する硬度 30mm に相当する基盤強度は 0.25N/mm² であり、基盤の標準配合は水粉体比 40%、ペースト容積比 0.35~0.45 である
- iii. 施工後 3 年の吹付け基盤の防草効果および強度特性は良好な状態を保っており、茶色に着色したことで自然な感じとなり周辺の環境に調和した
- iv. 吹付け基盤の耐凍害性は試験条件や気象条件を考慮すると 5~10 年であり、pH 4 程度の酸性模擬腐朽液では劣化しないことを確認した
- v. 基盤の溶出成分は、粉碎試料を用いる環告 46 号法ではセレンだけが土壤の汚染に係る環境基準以上となるものの、施工した形状を考慮した塊状試料を用いる土木学会では全ての成分で基準以下となる
- vi. 小型リボルバー式吹付け機を用いることでシンプルかつ移動可能なシステムとなり、既存モルタル用吹付け機に比べて圧送圧力および使用空気量を削減できる

7. あとがき

耐久性試験、施工法面の経年調査および施工システム試験の実施により吹付け基盤の配合設計法に加えて品質、施工および維持管理に関する目処が立った。今後は、施工法面の追跡調査の継続、提案した施工システムの実施工への適用を行い、本工法の法面被覆材料、歩道や巡視路のマルチング材等への普及・展開を目指したい。

なお、本開発は、九州電力㈱と㈱奥村組との共同研究により実施したものである。また、開発の推進、試験施工の実施にあたり九州支店営業部、土木部の方々にも多大の協力を得たことに謝意を示す。

【参考文献】

- 1) 千田善晴、後藤公明、坂元博巳、「流木を有効利用した防草吹付け工法の開発」、電力士木、No. 321、pp. 59-63、2006. 1
- 2) (社)日本道路協会、「道路土工のり面工・斜面安定工指針」、丸善㈱、p. 221、2005. 1
- 3) (社)地盤工学会、「地盤調査法」、p. 273、1995. 1
- 4) (社)土木学会、「コンクリートからの微量成分溶出に関する現状と課題」、丸善㈱、pp. 66-70、2003. 5

一体型複合遮水シート工法の開発

－海面最終処分場への適応性－

Development of Triple Liner System

- Application to Coastal Landfill Site -

紀藤千佳* 三吉純男* 中木秀一*

要 旨

陸上最終処分場、海面最終処分場の遮水工として用いる一体型複合遮水シート工法の開発に参画し、海面最終処分場への適用実績を作るために海面実証実験を行い、その成果を基に(財)沿岸技術研究センターの港湾関連民間技術の確認審査・評価証を得た。工法の特長としては、最終処分場の容量の増加、工法の簡素化、工期の短縮、優れた遮水性・耐久性、施工性の良さなどがあげられる。

キーワード：海面最終処分場、遮水工、遮水性、耐久性

1. まえがき

近年、廃棄物の発生抑制やリサイクルを推進する循環型社会が指向されているが、リサイクルが進んでも最終的に埋立処分せざるを得ない廃棄物は残り、安全性の高い最終処分場構造が強く求められている。また、総理府、厚生省から発せられた「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令」(以下、基準省令と称す)が平成10年に改訂され、二重に遮水シートを敷設する方法や、粘土やアスファルトコンクリート等の遮水層を構築し、その上に一重遮水シートの敷設する方法が義務付けられた。

このような背景のもと、当社が参画しているジオシンセティックス技術研究会は遮水シートを用いて、より確実に遮水性能を確保するため、二重遮水シート間に中間保護材として可とう性(地盤変形追随性)が大きく、かつ遮水性能の高い高分子材料(ポリウレタン)を注入し、三重構造とした一体型複合遮水シート(以下、複合シートと称す)による遮水工法を開発した。

このたび、実績評価に相当する工法の確認審査・評価を得ることを目的として実海域での本工法の実証実験を行ったので報告する。

2. 複合シートについて

2.1 複合シートの構造

複合シートは、二重遮水シート間に遮水性を有する中間保護層として二液常温硬化型ポリウレタンを注入して

製作する(図-1)。ポリウレタン硬化後は、二重遮水シートと遮水性を有する中間保護層が一体となった三重構造の複合シートとなる。ポリウレタンは遮水性と変形追随性に優れた高分子材料であり、仮に遮水シートに欠陥部があっても注入時にその欠陥部にも充填されるため、遮水シートに不可避に存在する欠陥(ピンホール等)を修復できる利点を有している。

2.2 複合シートの特徴

複合シートは次に示す特徴を有する。

- i. 二重遮水シート間に遮水性中間保護層を有する三重遮水構造である
- ii. 遮水性中間保護層と二重遮水シートは強固に一体化されている
- iii. ポリウレタンの良好な充填性により、遮水シート等に不可避に存在する欠陥を修復できる
- iv. 十分な可とう性を有し、地盤変形に追随して遮水性を保持できる
- v. 遮水性中間保護層は優れた遮水性能(透水係数： 1×10^{-12} cm/s 以下)および材料強度を有しているため、複合シートは、上・下面の遮水シートと

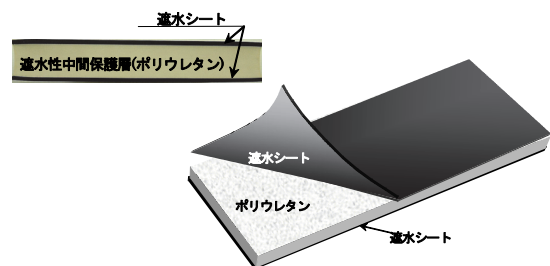


図-1 複合シート構造図

*関西支社環境プロジェクト部

中間保護層（ポリウレタン）から成る三重構造であるが、不測の事態で万が一遮水シートの一部が破損しても十分な遮水性を保持できる

- vi. 耐久性、耐薬品性に優れる
- vii. 遮水性中間保護層は打ち継ぎが可能で、打ち継ぎ部は一般部と同等の性能を有する

2.3 複合シートを用いた遮水工の適用方法

一体型複合遮水シート工法は陸上や海面の最終処分場表面・斜面遮水工や鉛直遮水工等に適用できる。海面での主な適用例を図-2に示す。

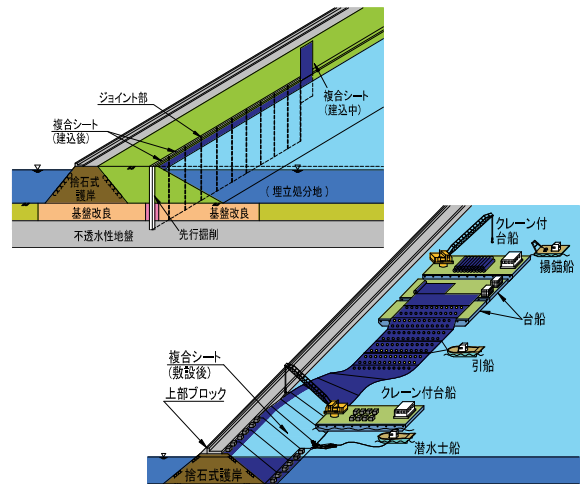


図-2 複合シート適用例

3. 開発の目標

3.1 開発の目標

本工法の開発目標として以下の4項目が挙げられる。

- i. 本工法は、従来の二重遮水シート工法に比べて海面処分場の容量が増えること（以下、開発目標①と称す）
- ii. 本工法は、従来の二重遮水シート工法に比べ、二枚の遮水シートと中間保護層が一体化していることから、現場での敷設が一回で済み、工程ならびに工期の短縮が図ることができる工法であること（以下、開発目標②と称す）
- iii. 複合シートは、変形追随性のある三重の遮水構造を有した材料であり、かつ遮水性、耐久性などに係る特性が、従来の二重遮水シートに比べて同等以上であること（以下、開発目標③と称す）
- iv. 複合シートは、海上での接合が可能であり、かつ通常の施工方法で引き出し、敷設が可能であること（以下、開発目標④と称す）

3.2 開発成果の評価方法

開発成果の評価方法は表-1に示すように、机上の試験設計および室内実験、現場実験（陸上・海面）とした。また、評価項目と判定方法を表-2に示す。

4. 開発成果の評価

4.1 開発目標①

従来の二重遮水シート工法と一体型複合遮水シート工法との廃棄物可処分容量を机上で試算し、両者の比較から開発目標①の成果の評価を行った。

表-1 開発成果の評価方法

評価項目	試験設計	室内試験	現場実験 (陸上)	現場実験 (海面)
開発目標①	○			
開発目標②	○			○
開発目標③		○		
開発目標④			○	○

表-2 評価項目と判定方法

	目標	項目	判定方法
開発目標①	従来の二重遮水シート工法より処分容量が増えること	処分容量	仮定した断面について、処分場の容量を従来の二重遮水シート工法と比較する
開発目標②	従来の二重遮水シート工法より工程・工期が短縮されること	工程・工期	仮定した規模について、工程・工期を従来の二重遮水シート工法と比較する
開発目標③	全都清が定める遮水シートの特性の目安値を満足すること	遮水シートの特性	各種試験
	複合シートの透水係数が 1×10^{-12} cm/s 以下であること	遮水性	透水係数(透水試験)
	複合シートの変形ひずみが一般の遮水シートと同程度であること	変形追随性	変形追随性(剥離試験、引張試験)
	複合シートの耐薬品性が確認できること	耐薬品性	耐薬品性(基本物性試験)
	複合シートに損傷が起きないこと	耐破損性	耐破損性(不陸地盤上の載荷試験)
開発目標④	異物が複合シートを貫通した際に漏水がないこと	耐漏水性	耐漏水性(耐圧試験)
	台船上で複合シートの接合ができること	接合部の施工	接合部の施工(室内・海上実験)
開発目標④	複合シートの引き出しと敷設ができること	引き出し・敷設の施工	引き出し・敷設の施工(海上実験)

a. 検討条件

施工事例を参考に、管理型廃棄物埋立護岸の形状寸法を図-3のように設定した。設定した規模は一般的なものである。海底面以深の地盤は粘性土(遮水基盤)とした。

b. 廃棄物処分量の増加割合の算定

平均断面法により、廃棄物可処分容量を算定した。算定結果を表-3に示す。一体型複合遮水シート工法による処分量の増加分は、設定した処分場の規模や形状の範囲で、概ね5~20%程度になることが確認された。

4.2 開発目標②

a. 作業時間の比較

海面実証実験で得られた作業速度をもとに、図-4および図-5に示す断面について、一体型複合遮水シート工法と従来の二重遮水シート工法の作業時間の比較を行った(図-6)。

1,000m²当りの一体型複合遮水シート工法の加工日数は1.07日、敷設日数は1.08日となり、加工から敷設までの施工日数は合計すると2.15日となる。ただし、加工と敷設はラップして施工できるためこれより短くなる。一方、従来の二重遮水シート工法の加工から敷設までの施工日数は3.11日となっている。これにより、一体型複合遮水シート工法は、中間保護層の敷設が無いため工程が少なくなると共に、従来の二重遮水シート工法より工期が短縮することが確認された。

b. ケーススタディ

実証実験により得られた施工能力を参考に、1辺の護岸延長300mの平面形状が矩形の処分場について遮水工の工期を試算した。結果を表-4に示す。工期の検討に用いた施工能力は、海面実証実験結果および従来工法の実績の1,000m²当りの値から換算した。この結果より、一体型複合遮水シート工法による工期は、従来の二重遮水シート工法に比べて67日/158日=0.42より、約1/2に短縮できることが確認された。

表-4 一体型複合遮水シート工法(本工法)と従来の二重遮水シート工法との工程比較表

区分	工 種	数 量	1000m ² 当りの歩掛	施工能力	日数	1	2	3	4	5	6	7
二重遮水シート工法	下層シート広幅加工	50,000m ²	3.82hr	1,571m ² /日	32		32					
	同 上 敷設	50,000m ²	5.50hr	1091m ² /日	46			46				
	中間保護層投入	112,900m ³	2.10hr	3,400m ³ /日	33				68			
	上層シート広幅加工	50,000m ²	3.82hr	1,571m ² /日	32					40		
本工法	一体型複合遮水シート加工	50,000m ²	6.41hr	936m ² /日	53							
	同 上 敷設	50,000m ²	6.50hr	823m ² /日	54							

所要日数比 = 67/158 = 0.42

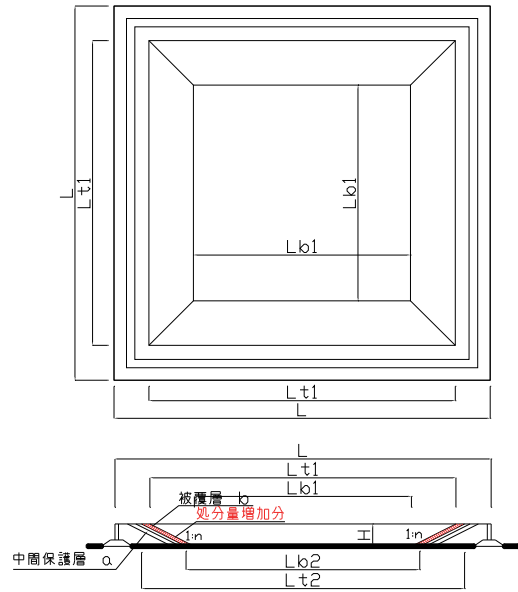


図-3 管理型廃棄物埋立護岸の形状寸法

表-3 施工規模による可処分容量増加割合試算事例

	A	B	C	D	E	
矩形換算1辺長 L(m)	300	250	350	150	400	
埋立総高さ H(m)	10	18	25	15	20	
斜面勾配 n	3	2	2	2	1.5	
斜面勾配から求めた係数√k	3.2	2.2	2.2	2.2	1.8	
中間保護層の厚さ a(m)	1.0	3.0	3.0	2.0	4.0	
被覆層の厚さ b(m)	1.0	5.0	3.0	1.5	5.0	
従来の二重遮水シート工法	Lt1(m)	267.2	194.8	303.6	114.6	347.6
	Lb1(m)	207.2	122.8	203.6	54.6	287.6
	V1(万m ³)	57.2	47.7	167.0	12.1	203.5
一体型複合遮水シート工法	Lt2(m)	273.6	208.0	316.8	123.4	362.0
	Lb2(m)	213.6	136.0	216.8	63.4	302.0
	V2(万m ³)	60.2	55.6	184.2	14.4	222.2
可処分容量増加割合 α=V2/V1	1.05	1.16	1.10	1.19	1.09	

注) 従来の二重遮水シート工法 Lt1: 法肩幅 Lb1: 法裾幅
一体型複合遮水シート工法 Lt2: 法肩幅 Lb2: 法裾幅

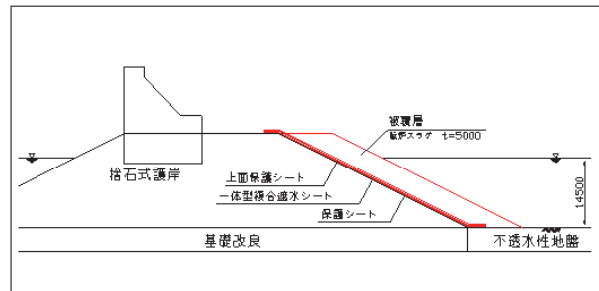


図-4 一体型複合遮水シート工法

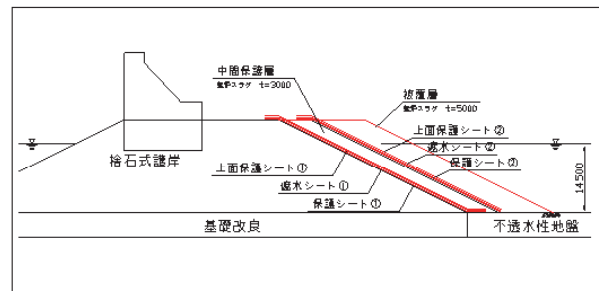


図-5 従来の二重遮水シート工法

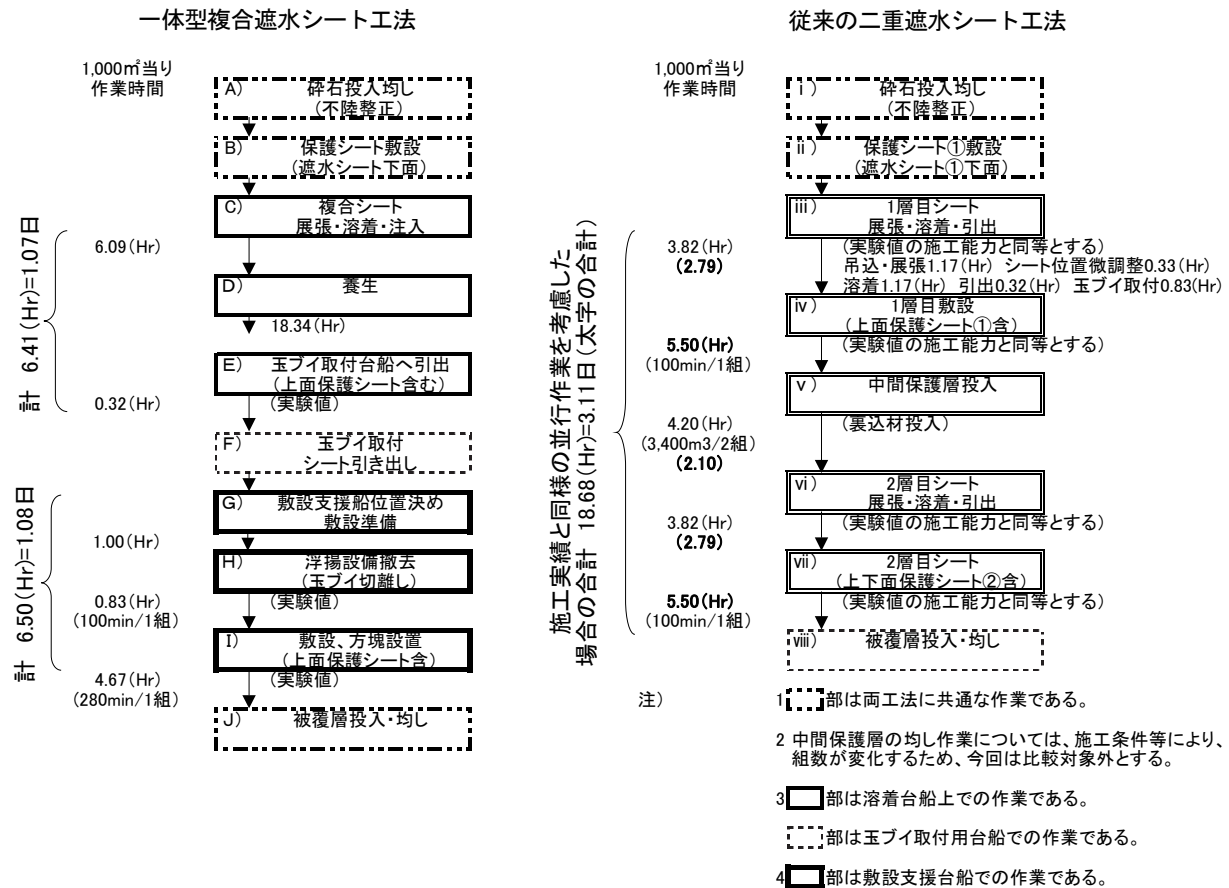


図-6 作業時間の比較

4.3 開発目標③

遮水シートの規格および複合シートの基本特性、耐久性などについて検証を行った。その結果、複合シートは変形追随性、遮水性、耐久性などに係る特性が、従来の二重遮水シートに比べて同等以上であることが確認できた。

a. 遮水シートの規格

複合シートは、上下の遮水シートは基準省令による二重の遮水シートに相当し、ポリウレタンが中間保護層に相当する。よって、一体型複合遮水シート工法では、複合シートに使用する遮水シートの特性が、「廃棄物最終処分場の計画・設計要領」¹⁾に示された規格値を満足する必要がある。この要領に定められている品質項目を表-5に示す。

複合シートに使用する遮水シートは、塩化ビニル(PVC)シートおよび直鎖低密度ポリエチレン(LLDPE)シートの2種類が標準である。各遮水シートを試験した結果、基本特性および耐久性などに係る特性とも基準値を満足していることが確認された。

b. 透水性

複合シートに対して、遮水性試験装置を用いて、

表-5 計画・設計要領¹⁾に定められる遮水シートの品質項目

項目			
基本特性	厚さ (mm)		
	遮水性		
	引張性能	引張強さ (N/cm)	
		伸び率 (%)	
	引裂性能	引裂強さ (N)	
接合部強度性能	せん断強度 (N/cm)		
耐久性などに係る特性	耐候性紫外線変化性能	引張強さ比 (%)	
		伸び率 (%)	
	熱安定性	引張強さ比 (%)	
		伸び率 (%)	
	耐薬品性	耐酸性	引張強さ比 (%)
			伸び率 (%)
		耐アルカリ性	引張強さ比 (%)
		伸び率 (%)	
安全性 (溶出試験)			

0.3MPa の水圧を 12 日間連続で作用させて試験を実施した。その結果、複合シート本体部、接合部とも漏水は認められなかった。したがって、透水係数は規格値である 10^{-12} cm/s 以下であると判断した。

c. 変形追随性

(a) 剥離試験

遮水シートとポリウレタンの一体性を評価するため、剥離試験を実施した。試験の結果、PVC（塩化ビニル；厚さ 3 mm）、LLDPE とも遮水シートとポリウレタンとの界面では剥離せず、遮水シートに付着した状態でポリウレタンが破断した。このことから、遮水シートとポリウレタンの一体性と、界面においても十分な遮水性を有することを確認した。

(b) 引張試験

複合シートの引張性能を確認するため、ダンベル型試験片について引張試験を実施した。試験の結果、複合シートの引張強さおよび伸び率は自主基準値を満足することが確認された。

d. 耐薬品性

複合シートを構成する遮水シートおよびポリウレタンについて、耐薬品性試験（JIS K 7114 に準拠）を実施した。浸漬液に浸漬前後の供試体の引張強さおよび伸び率を比較し、耐久性を評価した。試験の結果、浸漬前後の引張強さおよび伸び率の変化はほとんど無く、遮水シートとポリウレタンは十分な耐薬品性を有することが確認された。

e. 耐破損性

礫材等で形成された海面処分場の斜面に複合シートを敷設する場合を想定して遮水シートの耐破損性を室内試験により検討した。実験は、遮水シートが礫材と廃棄物に挟まれた条件を再現した載荷試験により行った。試験結果の評価は、供試体上面に設置した圧カフィルムにより測定された碎石の接地圧とシートの破損状況を用いて行った。試験の結果、複合シートは設定したすべての条件において損傷がなく、単体で碎石地盤に敷設しても損傷がないことが確認された。

f. 耐漏水性

複合シートに異物が貫入して破損した場合を想定し、貫入棒を貫入させた複合シートについて耐水圧実験を実施した。供試体として、複合シート（LLDPE；1.5 mm 厚）+（中間保護層；10 mm 厚）および単体シート（LLDPE；1.5 mm 厚）を使用した。実験は、最大 0.3MPa までの水圧を作用させ、漏水発生時の水圧と漏水量を測定した。最大水圧に対して漏水のない場合は、3 日間 0.3MPa の一定圧力を作用させ、漏水の有無を確認した。なお、シートには引張荷重は作用させていない。試験の結果、複合シートについては漏水が発生しないことが確認された。

4.4 開発目標④

本工法に使用する複合シートは海面廃棄物最終処分場の斜面遮水工の遮水材料として確実に海上でシート接合・敷設ができる必要がある。このため、まず接合部の断面形状や接合方法を決定する目的で、接合実験を陸上で実施し、その後海上で接合および敷設が確実に施工できるか、および施工した複合シートの品質に問題がないかを海面実証実験から検証した。

a. シート接合部

(a) 陸上実証実験における接合部の施工性

陸上実証実験で確認したのは以下の 3 項目である。

- i. 接合部の上下側シートの溶着機械と溶着工法
- ii. 接合部のポリウレタン充填の方法と幅
- iii. 接合部の強さ

実験では、溶着機械として上側シートは自走式熱風溶着機を用い、下側シートは手動式熱風溶着機を用いた。接合部は、上側シートを先行して溶着した後に 1 m 程度遅れて端から順次ポリウレタンを充填する方法とし、接合と充填を同時平行作業とした。その結果、接合部の幅 5 cm×長さ 5 m について、確実に施工できることが確認された。また、接合部の強さについては、充填後にサンプリングした試料について引張試験を行い、目標強度 35kN/m に対して 61kN/m 以上となり、必要な強度が確保されていることを確認した。

(b) 海面実証実験における接合部の施工性

台船上での複合シートの接合部が確実に施工できることを確認するために、複合シート 4 枚、ダミーシート 6 枚を溶着する実験を実施した。接合台船の艀装状況を写真-1 に、台船配置平面を図-7 に、複合シート接合部断面を図-8 に示す。

複合シートの接合は、以下の要領で行った。

- i. 台船の溶着架台上に広げた 2 枚の遮水シートの下側シートを人力にてつき合わせる
- ii. それら 2 枚の下側遮水シートを接合用のベルト状のシートで熱溶着する
- iii. 上側遮水シートの片側を透明の接合用シートで熱溶着した後、もう片方の上面シートを溶着して封筒状になった接合部の空隙部にポリウレタンを注入する（写真-2）

上記に基づく施工を行った結果、接合部が確実に施工できることが確認された。

(c) 接合部の出来形

海上実証実験において、接合部のポリウレタンの厚さの出来形を測定した。測定の結果、ポリウレタン注入部の厚さは、複合シート本体標準部の厚さ（15 mm）以上が確保されていることが確認された。

(d) 接合部の引張強さ

海上実証実験において作成したシート接合部から採取した供試体について、引張試験を行った結果、接合部の

引張強さは、目標引張強度（自主基準値）35kN/m に対して 49.7～59.6kN/m であり、目標値を満足していることが確認された。

b. シート敷設

(a) 引き出し・敷設の施工性

海面実証実験で、台船上で接合した複合シートを台船から引き出し（写真－3）、確実に敷設できることを確認した。

(b) 水中での目視確認

複合シート敷設後、潜水士による目視観察の結果、複合シートの斜面からの浮き上がり、しわ等は見られず、敷設方法に問題がないことが確認された。

以上のことから、複合シートは、海上での接合が可能であり、かつ通常の施工方法で引き出し、敷設が可能であることが確認された。

5. まとめ

本開発では、管理型廃棄物埋立護岸遮水工に適用する場合の一体型複合遮水シート工法の特長となる、優れた遮水性・耐久性、処分場の容量の増加、工程の簡素化、工期短縮、施工性の良さなどについて性能を実証し、今後、複合シートを用いた工法を管理型廃棄物埋立護岸遮水工への適用を図る中で、実績ができた。

また、海面実証実験の結果について、(財) 沿岸技術研究センターの港湾関連民間技術の確認審査・評価を受け、適正な技術であることの評価が得られた。



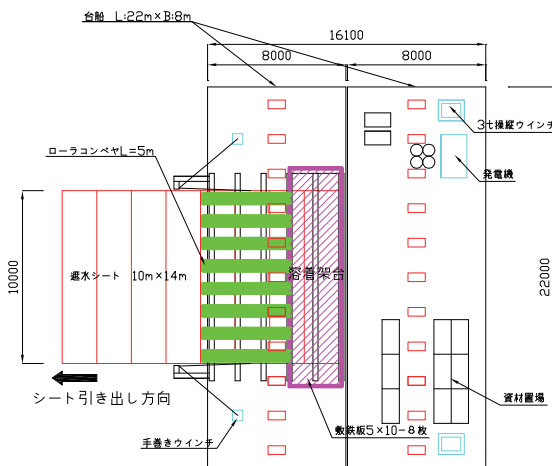
写真－1 接合台船の艀装状況



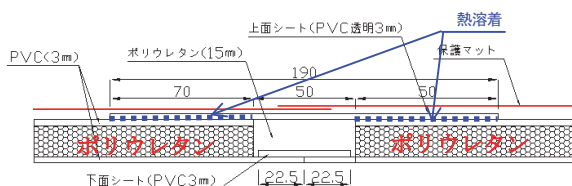
写真－2 複合シート接合状況



写真－3 引き出し状況



図－7 複合シート接合台船配置



図－8 複合シート接合部断面図

6. あとがき

本実証実験は東洋建設(株)、東亜建設工業(株)、五洋建設(株)、(株)奥村組、太陽工業(株)、錦城護謨(株)、シーアイ化成(株)、横浜ゴム(株)、(株)田中、ユニチカ(株)の 10 社が共同で行ったものである。

「港湾の施設の技術上の基準」が性能規定型の基準（平成 19 年 4 月より施行）に改定され、安全で信頼性の高い最終処分場構造が強く求められている中で、性能の優れた本工法が各地で採用されることが期待される。

【参考文献】

1) (社) 全国都市清掃会議、「廃棄物最終処分場の計画・設計要領」、pp. 446-447、2001. 11

粉塵飛散抑制とレンガの分別解体

－煙突解体工事での性能検証－

Preventing Dust Scattering and Separating Bricks

- Verification of Performance in Demolishing a Chimney -

岡崎浩一* 西口公二* 鳥越正美**

要 旨

市街地付近における煙突などの塔状構造物の解体に際しては粉塵飛散抑制対策が必要である。また、建設リサイクル法により耐火レンガとコンクリートの分別解体が義務付けられている。そこで今回改良した粉塵飛散抑制技術およびレンガ分別解体技術を煙突解体工事に適用しそれらの効果を検証したので、その結果について報告する。

キーワード：塔状構造物解体、煙突解体、NOCC工法、レンガ分別解体工法、粉塵飛散抑制

1. まえがき

当社では新日本製鐵株式会社と共同開発したNOCC工法（Nippon Steel Corporation & Okumura Corporation Concrete Structure Crushing Method）により煙突などの塔状構造物の解体を昭和 60 年以降数多く行ってきており、本工法により解体した煙突総延長は 2500m 以上に及んでいる。

市街地付近における塔状構造物の解体、特に工事箇所付近に事務所や民家あるいは稼働中の工場が近接している場合は、周辺環境に悪影響を及ぼさないよう粉塵や破砕物の飛散抑制対策が必要である。粉塵飛散抑制対策としては、以前から破砕箇所への散水や煙突下部からの空気の吸引を行っているが、より確実な対策が求められていた。

また、煙突の解体においては、建設リサイクル法に基づき内側の耐火レンガと外側のコンクリートを分別解体することが必要である。このため、当社ではレンガ分別解体工法を開発し、現場適用を図ってきたが、より効率的に解体するための改善が求められていた。

このような背景から、平成 18 年度よりNOCC工法の粉塵飛散抑制技術の改良およびレンガ分別解体工法に使用するレンガ解体機の改良を行った。そして、これらを焼却施設解体工事の煙突解体に適用し、その効果を検証した。

2. 工事概要

適用した工事は施設規模 80 t/日の焼却炉を有する一般廃棄物処理施設の解体工事である。煙突は高さ 50m の鉄筋コンクリート構造物で、平成 7 年に老朽化対策として上部 30m は鋼板巻きによる補強を行っている。解体工事の概要を表-1 に、施設全景を写真-1 に、煙突の形状寸法を表-2 に示す。

煙突の解体は、高圧洗浄が可能な除染機により煙突内のレンガ内面の除染を行った後、耐火レンガの解体にレンガ分別解体工法を適用した。引き続き煙突コンクリート内面の除染を行った後、補強鋼板の撤去を行った。そして、煙突上部（頂部～GL+15m：35m）の解体に際し、NOCC工法を適用した。煙突の解体フローを図-1 に示す。

表-1 解体工事の概要

工事名称	旧西部清掃工場解体撤去工事
発注者	菊池環境保全組合
施工場所	熊本県合志市上庄 1738 番地 1
工事内容	1. 解体撤去施設 ①焼却施設* ②工場棟：RC 造+S 造（約 1,153m ² ） ③煙突：RC 造 GL+50m ④管理棟：RC 造、車庫棟：S 造 2. 造成工事 一式 ※ 規模 80t/日（40t/16h×2 炉） 形式 機械式バッチ燃焼式焼却炉

*技術本部環境プロジェクト部 **九州支店土木部



写真-1 施設全景

表-2 煙突の形状寸法

		頂部 (GL+50m)	中間部 (GL+23m)	底部 (GL-1m)
コンクリート	厚(mm)	150	231	303
	内径(m)	1.82	2.44	2.99
	外径(m)	2.12	2.90	3.60
耐火レンガ厚(mm)		115	115	230

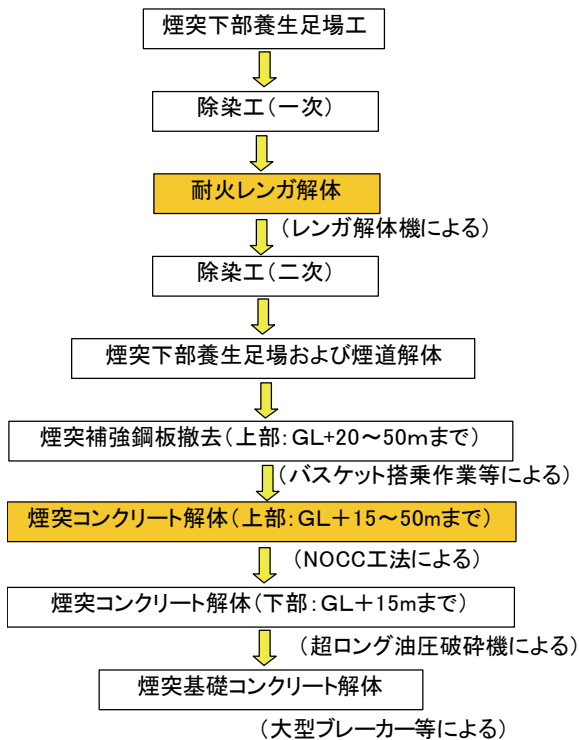


図-1 煙突の解体フロー

3. NOCC工法およびレンガ分別解体工法の概要

3.1 NOCC工法

NOCC工法はクレーンで吊り下げられた油圧圧砕機 (NOCC機) を無線遠隔操作でコントロールすることにより塔状構造物を圧砕・切断する工法である。

NOCC機上部のパワーユニット部には油圧装置、発電機、無線送受信機、粉塵抑制用散水装置などを、下部には圧砕機、破砕ズリ落下防止バケット、監視用テレビカメラを装備している。

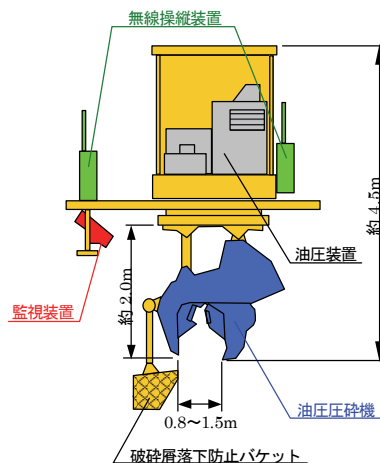
NOCC機用クレーンの運転室および地上の集中管理室には、テレビモニターと無線通信機を設置し、クレーンとNOCC機のオペレータは監視カメラと無線通信により破砕部の状況を把握しながら連携して解体作業を行う。

図-2にNOCC機の概要を、写真-2にNOCC機の写真を示す。

3.2 レンガ分別解体工法

レンガ分別解体工法はクレーンで吊り下げられたレンガ解体機を、地上のオペレータがテレビカメラのモニター画面を見ながら無線で遠隔操作し、煙突内側の耐火レンガを解体する工法である。解体方法の概要およびレンガ解体機を図-3に示す。

楔フレームを煙突コンクリートと耐火レンガとの隙間に挿入することにより、耐火レンガを内側に崩し、ツースフレームを外側に広げ、耐火レンガを外側に押し崩す。この2種類の機能を組み合わせることで効率的に煙突内のレンガを分別解体することが可能となる。



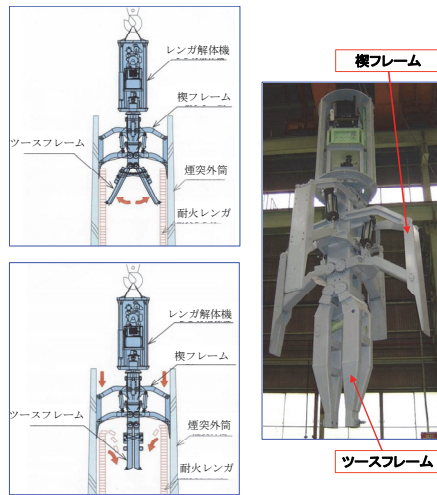
NOCC機 (圧砕・切断機) の主な重量

油圧設備	他 (6.3t)
油圧圧砕機	(1.9t)
破砕屑落下防止バケット	(1.2t)
その他	(0.6t)
合計	(10.0t)



図-2 NOCC機の概要

写真-2 NOCC機



解体方法の概要 レンガ解体機

図-3 レンガ解体機

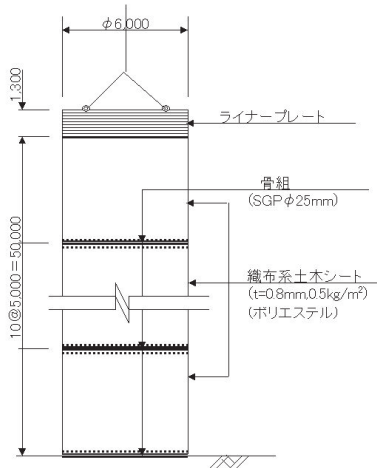


図-4 飛散抑制シート概要図

4. 粉塵飛散抑制技術の性能比較

4.1 粉塵飛散抑制方法

NOCC工法による煙突コンクリート解体時の粉塵飛散抑制方法として以下の4つの方法を適用し、それぞれを組み合わせた時の抑制効果を比較した。

- a. 煙突の外周をシートで囲う方法（以下「飛散抑制シート」と記す。）

本シートは破碎時に発生するコンクリートの微粉および破砕片をシート内側に隔離し煙突外周部に飛散するのを防止する目的で、煙突を覆うようにして現場において組立てた。最上部はφ6,000mmのライナープレートを用いて円筒形状を保持し、その下にリング状のシートを吊り下げる構造とした。シートの円筒面保持は、シート間にリング状の鋼管を入れるとともに、シートに過大な荷重を作用させないように、ライナープレートおよび鋼管を垂直方向にワイヤーロープで連結した。飛散抑制シートの概要図を図-4に、組立状況を写真-3に、設

置完了状況を写真-4に示す。

- b. NOCC機の刃先より高圧水を噴射し散水する方法（以下「局所水噴射」と記す。）

破砕面が形成された瞬間にその部分を局部的に湿潤させて粉塵の飛散を抑制する目的で、NOCC機のニブラの刃先がコンクリートに噛み込むと同時に刃先から水を噴射させた。なお、水タンクと高圧水噴射装置はNOCC機上部に搭載した。写真-5に高圧水噴射状況を示す。

- c. NOCC機から破砕部全体に散水する方法（以下「全体散水」と記す。）

破砕箇所全体を湿潤させて粉塵の飛散を抑制するため、NOCC機に取り付けた散水ノズルから破砕箇所全体に散水した。

- d. 煙突下部から煙突内の空気を吸引する方法（以下「負圧集塵」と記す。）



写真-3 飛散抑制シート組立状況



写真-4 飛散抑制シート設置完了状況
(クレーン：150t クローラー×1台、45t ラフター×2台)



写真-5 高圧水噴射状況



写真-6 集塵機設置状況
(90m³/min × 3台)



写真-7 集塵機配管状況

表-3 実験ケース

実験ケース	粉塵飛散抑制方法
Case 0	バックグラウンド (作業休止時)
Case 1	飛散抑制シート
Case 2	飛散抑制シート+局所水噴射
Case 3	飛散抑制シート+負圧集塵
Case 4	飛散抑制シート+局所水噴射 +全体散水+負圧集塵

表-4 デジタル粉塵計の仕様

メーカー	柴田科学(株)
製品名・型式	ダストメイト LD-3K2型
形状寸法	185 (W) × 69 (D) × 105 (H) mm
測定感度	1 cpm=0.001mg/m³
記録周期	本実験では 10 秒に設定

煙突下部の煙道部から煙突内の空気を集塵機で吸引することにより、煙突内の浮遊粉塵を煙突下方に移流させることで粉塵の飛散を抑制した。写真-6 に集塵機設置状況を、写真-7 に集塵機配管状況を示す。

4.2 性能比較実験の方法

粉塵飛散抑制効果を検証するため、表-3 に示す 5 ケースについて破砕箇所近傍の粉塵量をデジタル粉塵計 (表-4) により測定した。測定は煙突の高さ 40m から 15m に至るまで 3 日間行った。各実験ケースとも NOCC 機が煙突を 1 周する間 (30 分程度) 連続的に測定した。

粉塵測定箇所は、NOCC機本体、ライナープレートの内側および外側の 3 箇所とした。図-5、6 に測定機器の設置状況図を、写真-8 にコンクリート破砕状況を示す。

また、実験中、煙突直上 (NOCC機用クレーン) において風向・風速の計測も行った。

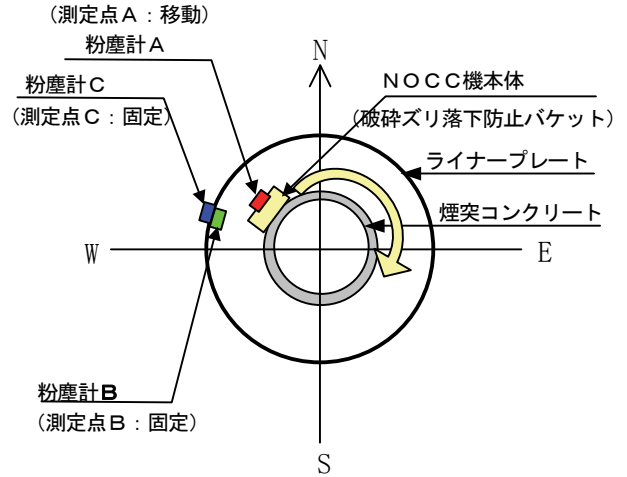


図-5 測定機器設置状況平面図

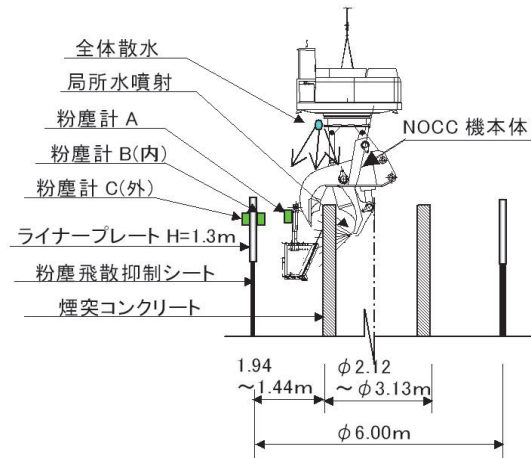


図-6 測定機器設置状況断面図

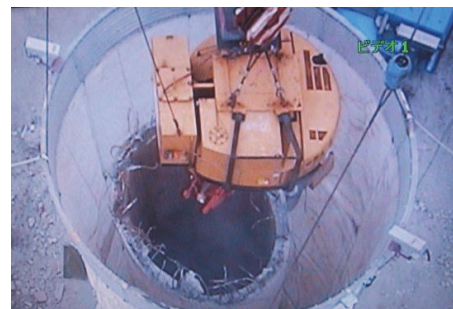


写真-8 コンクリート破砕状況

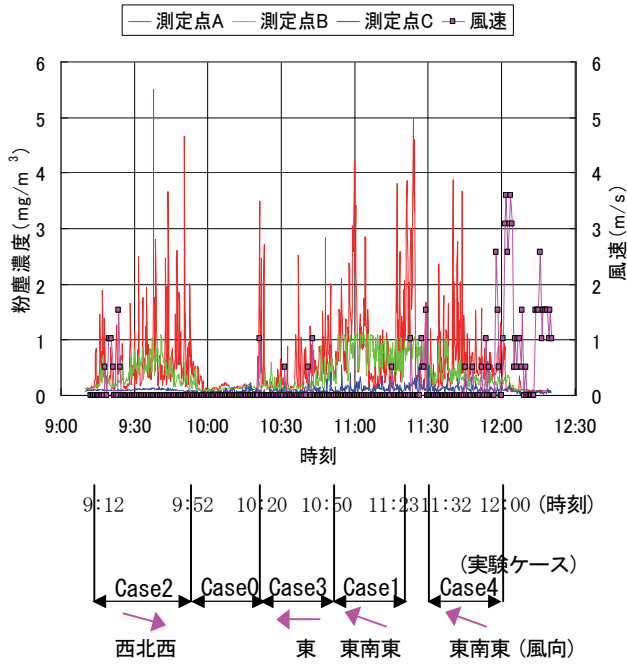


図-7 粉塵濃度等測定結果

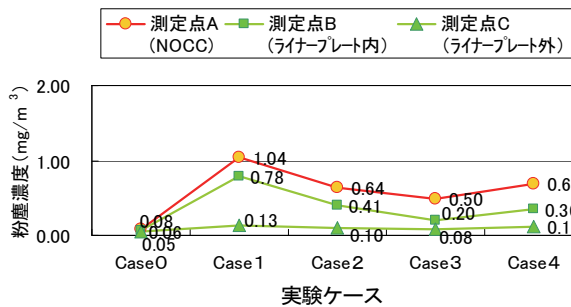


図-8 実験ケース別の平均粉塵濃度

4.3 測定結果および考察

図-7 に各測定点の粉塵濃度および風速の時刻歴を示す。同図には各実験ケースの測定時間帯およびその時の風向を示す。風はほぼ無風状態あるいは時々微風が吹く程度であった。なお、本データ測定時の煙突の高さは約 20m~15m である。

測定点A (NOCC機本体) では Case 1~4 において間隔は一定ではないが瞬間的に濃度が上がっており最大で 5mg/m³ を超える。各ピークは作業休止時 (Case 0) に比べても明らかに高く、NOCC機の圧砕による粉塵発生の影響を受けていると考えられる。

測定点B (ライナープレートの内側) では Case 1~4 において最大でも 1mg/m³ 程度と測定点Aに比べピーク値は 1/2~1/5 程度ではあるが、圧砕により発生した粉塵の影響を受けていることがわかる。

測定点C (ライナープレートの外側) は Case 1~4 において最大でも 0.5mg/m³ 程度と低濃度で推移しており、作業休止時と同程度であり、NOCC機による圧

砕の影響を受けていないことがわかる。

図-8 に、図-7 の実験ケース別の各測定点の平均粉塵濃度を示す。図-7、8 の測定結果および煙突解体状況より以下のような知見を得た。

- i. 測定点Cの粉塵濃度は破砕時 (Case 1~4) においてもバックグラウンド (Case 0) と同程度であり、飛散抑制シートは粉塵のシート外側への飛散抑制に効果的である (約 80%低減)
- ii. 測定点Aおよび測定点Bの粉塵濃度は Case 1 に比べ Case 2、3、4 とも明らかに低減されており、局所水噴射、負圧集塵および全体散水は粉塵の発生抑制に効果がある (局所水噴射: 約 50%低減、負圧集塵: 約 70%低減)。なお、Case 4 が Case 3 に比べて粉塵濃度が少し増加しているが、デジタル粉塵計の測定方式が光散乱方式によるため、全体散水の噴霧水を粉塵としてカウントしていることが考えられ、破砕によるコンクリートの粉塵濃度は測定値より低い値であると推測される
- iii. 煙突外周に落下するコンクリート塊や破断した鉄筋は、シート内に落下し、確実に捕捉することができることも確認した

以上の実証実験結果により、粉塵飛散抑制シートとその他の粉塵飛散抑制方法を適宜組み合わせることで、粉塵の飛散と発生抑制および破砕片の飛散防止が可能であることが確認できた。

5. レンガ解体機の改良効果の検証

5.1 検証方法

改良したレンガ解体機を用いて、煙突内部のレンガ解体を行い、進捗状況、施工状況のカメラ映像および操作性等から、レンガ解体機の改良効果を検証した。

5.2 レンガ解体機の仕様

レンガ解体機の仕様を表-5に示す。なお、本検証にはφ2500型を適用した。

表-5 レンガ解体機の仕様

	φ2500型	(φ3500型)
重量	4,800kg	(5,400kg)
全長	6,080mm	(6,170mm)
外径	1,100mm	(2,100mm)
適用範囲 (レンガ外径)	1,900mm ~2,500mm	(2,200mm ~3,500mm)

* 上部ユニット部は共通
* 押付力は内面ツース刃先で 3.2 t~4.5 t、オレンジピール刃先で 2.9 t~6.9 t

表-6 レンガ解体機の改良内容

	改良項目	改良内容
i	解体機の安定性	上部ユニット部外周へ姿勢制御用ガイド取付け
ii	カメラ画像の鮮明度および視認性	カメラの位置変更 カメラの増設
iii	照明の照度	照明器具の位置変更 照明器具の増設
iv	無線通信の安定性	広指向性アンテナへの変更
v	上部ユニット部とツース部間の回転機構	油圧ホースジョイントの ロータリー式への変更
vi	レンガ破碎方法の施工性および効率性	オレンジピール部へのレンガ破碎刃の追加*

※本検証においては楔フレームを煙突コンクリートと耐火レンガとの隙間に挿入する従来の機構ではなく、オレンジピール刃により耐火レンガを外側に押し崩す方法による破碎効果を検証した。

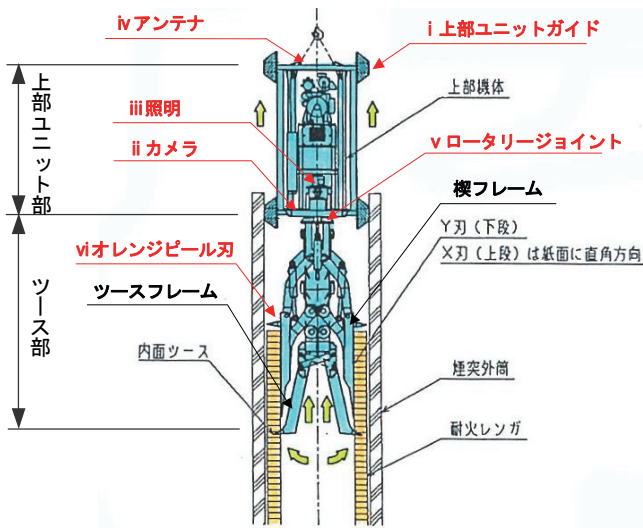


図-9 レンガ解体機概要図



写真-9 レンガ解体機および解体状況

5.3 改良内容

レンガ解体機の改良内容を表-6に、レンガ解体機概要図を図-9に、レンガ解体機および解体状況の写真を写真-9に示す。

5.4 改良効果

レンガ解体工事の進捗状況、施工状況のカメラ映像および操作性等から評価したレンガ解体機の改良効果を以下に示す。

- i. ガイドを取り付けたことにより機体の安定性が向上した
- ii. カメラの位置変更および増設により全方向の状況が把握可能となった
- iii. 照明の位置変更および増設により、明るさが増し、カメラの画像が鮮明になり視認性が良くなった
- iv. 無線が遮断されることなく、施工できるようになった
- v. ツース部の回転がスムーズになったことから、刃先の位置決めが容易になり、施工性が向上した
- vi. 内側から外側に向けて力を加える刃（オレンジピール刃）を増設したことにより、能率良く作業が行えるようになった

また、レンガ解体機の改良前に適用した煙突レンガ解体時の施工データと比較した結果、解体作業スピードは約3倍高速化し、効率性が大幅に向上したことが確認できた。

6. あとがき

市街地付近における煙突などの塔状構造物の解体において、粉塵飛散抑制等の周辺への環境負荷低減が求められるケースが増えている。そのような煙突の解体では、これまででは外周に足場を設置して、完全にシート養生した中で的人力によるはつりやワイヤーソーによる切断等により解体が行われてきており、工期および安全性の点で諸課題があった。

今回の性能比較実験では、迅速性、安全性に特長のあるNOCC工法の従来の粉塵飛散抑制方法（全体散水・負圧集塵）に飛散抑制シートや局所水噴射などによる新たな抑制方法を組合せ、粉塵の飛散抑制に高い効果があることを確認した。

また、レンガ分別解体工法においては、レンガ解体機の改良により、より効率的で安全な解体が可能になった。

今後、安全かつ周辺環境に配慮が求められる煙突解体工事にこれらの工法を提案していきたい。

底質ダイオキシン類の洗浄分級技術に関する研究

Study on Technology for Washing and Classifying Dioxins in Bottom Materials

三澤孝史* 白石祐彰* 大塚義一**

要旨

ダイオキシン類に汚染された底質は、国内の河川、港湾、湖沼において対策の必要な量が数千から数十万 m^3 と大量となるため、その費用が莫大なものとなることが想定されている。その中でも、ダイオキシン類濃度が高い場合には無害化処理が必要とされる。ダイオキシン類の無害化処理技術は、熔融法、低温還元熱分解法等、様々なものが開発されているが処理費が高いためコストダウン技術が望まれている。このような背景より、底質ダイオキシン類を低コストで処理するために、無害化処理する底質量を低減する前処理工程（洗浄分級）を付加したシステムの研究に取り組んでいる。洗浄分級により、底質をダイオキシン類濃度が高い粒子と低い粒子に分け、無害化処理が必要な底質量を低減することにより、全体の処理費を低減する。本報では、ダイオキシン類により汚染された底質を用いた実験室規模の洗浄分級実験について述べる。今回の実験では、分級技術として超小型のハイドロサイクロンを選定し、底質ダイオキシン類に対する分級性能を把握した。

キーワード：底質、ダイオキシン類、洗浄、分級、ハイドロサイクロン

1. まえがき

平成 12 年 1 月に「ダイオキシン類対策特別措置法」が施行されたことを受け、ダイオキシン類による水底の汚染に係る環境基準が平成 14 年 9 月に定められた。あわせて平成 11 年より全国的に実施された公共用水域における底質ダイオキシン類に係る調査の結果、いくつかの河川、港湾、湖沼において環境基準を超える底質が発見されている。

底質とは、河川、湖沼、海洋等の水底に砂利、砂、粘土、ヘドロ等の不溶物が堆積したものであり、本来は無害なものであるが、近年の人間生活の高度化ならびに産業の発達に伴い、自然の浄化能力を超えた汚染物質が排出されるようになり、有機物や有害物質が高濃度に含まれ環境汚染が問題となっている¹⁾。ダイオキシンは、元々、ポリ塩化ジベンゾ-パラジオキシン (PCDD) という物質を指している。「ダイオキシン類対策特別措置法」では、このダイオキシンと似たような性質を示すポリ塩化ジベンゾフラン (PCDF) およびコプラナー塩化ビフェニル (Co-PCB) を合わせてダイオキシン類と定義している。これらは置換した塩素の位置や数により多数の構造異性体を持ち、毒性も異なっている。

底質のダイオキシン類は、食物連鎖を通じ生物濃縮されたものを摂取する等による人体への悪影響が懸念されており、その対策は喫緊の課題となっている。

底質ダイオキシン類は、対策の必要な量が数千から数十万 m^3 と大量となるため、その費用が莫大なものとなることが想定されている。その中でも、ダイオキシン類濃度が高い場合には無害化処理が必要とされる。ダイオキシン類の無害化処理技術は、熔融法、低温還元熱分解法、化学分解法等、様々なものが開発されているが、高価なため、コストダウン技術が望まれている。

このような背景より、ダイオキシン類に汚染された底質を低コストで処理するために、無害化処理する底質量を低減する前処理工程（洗浄分級）を付加したシステムの研究開発に取り組んでいる。前処理工程の洗浄分級により、底質をダイオキシン類濃度が高い粒子と低い粒子に分け、濃度が高く無害化処理が必要な底質量を低減することにより全体の処理費を低減するというものである。

本報では、ダイオキシン類により汚染された底質を用いた実験室規模の洗浄分級実験について述べる。今回の実験では分級技術として超小型のハイドロサイクロンを選定し、ハイドロサイクロンの底質ダイオキシン類に対する分級性能を把握した。

2. 洗浄分級技術の概要

2.1 目標とする処理システム

最初に、底質ダイオキシン類の対策の考え方について述べる。底質ダイオキシン類は、その含有濃度によって

*技術研究所 **技術本部環境プロジェクト部

処理方法が区分されている。

ダイオキシン類は、物質により毒性の強さが異なる。そのため、ダイオキシン類の濃度は、最も毒性の高い、PCDD の一種である 2,3,7,8-TCDD の毒性を 1 とし、他のダイオキシン類の毒性の強さを換算した毒性等価係数を用いてダイオキシン類の毒性を足し合わせた毒性等量 (TEQ : Toxic Equivalent) が用いられている。

表-1 に陸上処分する場合に選定される処理方法を示す。3000pg-TEQ/g 超の場合は、埋め立てる区画を明確に管理して一時保管することも可能であるが、最終的には分解無害化するように示されている。底質の環境基準 150pg-TEQ/g 以下であれば、土質材料として、制限なく利用が可能である。

本研究において目標とする、ダイオキシン類による汚染底質の処理システムの概念図を図-1 に示す。

このシステムは、底質を洗浄分級することにより、無害化処理する底質量を低減することにより、全体の処理費用の低減を目的としている。

ダイオキシン類は難水溶性であり、水中では水に溶けているのではなく、微粒子状のものに吸着して水中に存在している。底質の場合は、図-2 に示すように、底質の土粒子に付着している有機物にダイオキシン類が吸着していると考えられる。図-3 に実験結果から得られた底質の TOC (全有機炭素) とダイオキシン類濃度との関係を示す。TOC とダイオキシン類濃度は正の相関があることがわかる。

表-1 処分方法の選定²⁾

含有濃度 (pg-TEQ/g)	処分方法
3000 超	原則、分解無害化
1000 超-3000 以下	埋立処分
150 超-1000 以下	埋立処分、またはリスク管理下で土質材料としての利用
150 以下	土質材料として利用

(備考) 土壌の環境基準 : 1000 pg-TEQ/g
底質の環境基準 : 150 pg-TEQ/g

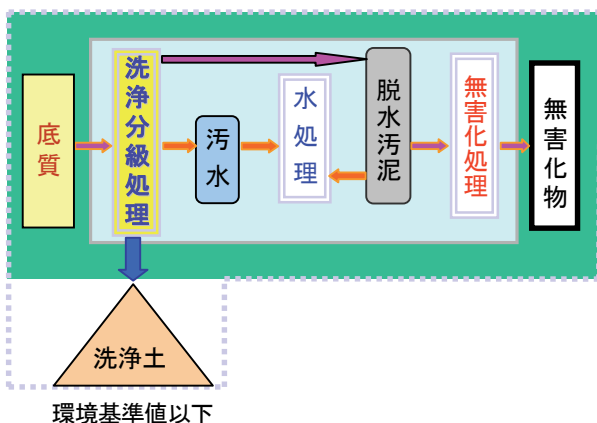


図-1 目標とする処理システムの概念図

そこで、土粒子からダイオキシン類が付着している有機物を取り除くことにより、ダイオキシン類濃度の低い底質を分離できる可能性が高いと考えた。

さらに、底質土粒子の比表面積を考えると、微粒子ほど比表面積が大きいため、単位重量当りのダイオキシン類濃度は高くなると想定できる。図-4 に示すように、底質を比較的粒径が大きくダイオキシン類濃度が低いと考えられる部分と、粒径が小さくダイオキシン類濃度が高く無害化処理が必要な部分に分級することにより、無害化処理する底質量を低減することが可能と考えた。土壌を対象とした洗浄分級技術は、研究・開発が行われ実用化されている。しかし、有機物を含み、比較的粒径の小さい粒子が大部分を占める底質に対しては、洗浄分級の実績は乏しい。

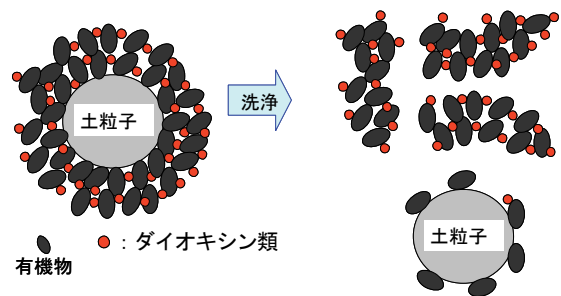


図-2 底質へのダイオキシン類の付着形態

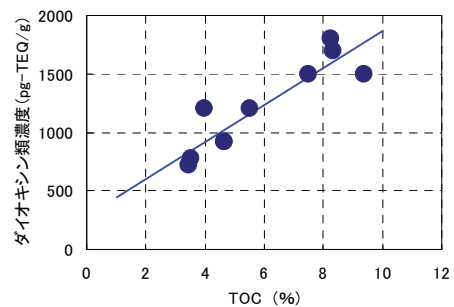


図-3 TOC とダイオキシン類濃度の関係

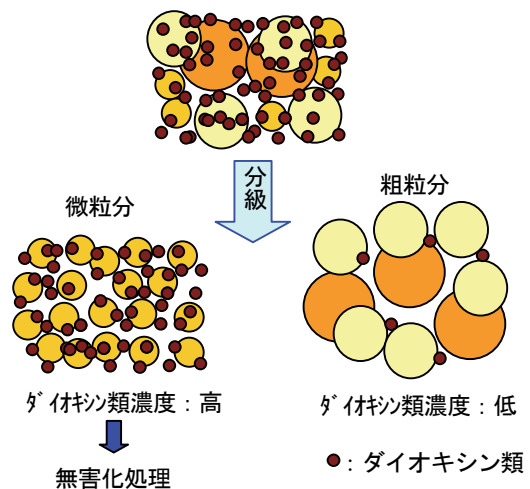


図-4 底質の分級効果の概念図

今回は、底質ダイオキシン類の洗浄分級技術としてハイドロサイクロンの適用性を検討した。

2.2 実験に用いたハイドロサイクロンの概要

ハイドロサイクロンは、液体中の粒子を遠心力を用いて連続的に分離する装置であり、建設分野においても掘削土等の分級に使われ、実績がある装置である。

ハイドロサイクロンの機能を概説³⁾すると、**図-5**に示すように、材料(底質)をハイドロサイクロン内部に円筒断面の接線方向に圧入すると、本体内部に沿って回転(1次回転流)しながら流下する。下部の排出口からは一部しか排出されないため、上向き2次回転流が生じ、上部の溢流排出口を通して排出する。1次回転流は、遠心力が比較的小さいため粗大粒子が内壁へと沈降する。2次回転流は周速、角速度とも1次回転流よりもはるかに大きいため、強い遠心力によってより細かい粒子が分離され、1次回転流により分離された粒子とともに内壁に沿って移動し、下部より濃縮されたスラリーとなって排出される。内壁へと沈降分離されなかった微粒分は上向き2次回転流により上部の溢流排出口より排出される。

ハイドロサイクロンの分離性(分級点)は、遠心加速度および滞留時間によって決定される。沈降分離が可能な限界粒子径 d_s は、式(1)のように表せる。しかし実際

には、限界粒子径で完全に分離できるわけではなく、粗粒分に微粒分が、また微粒分に粗粒分が一部混入する。

$$d_s = \sqrt{\frac{18\mu q}{g(\rho_p - \rho_f)Z}} \quad (1)$$

ここで、 d_s : 限界粒子径 (cm)

μ : 粘度 (g/cm/s)

q : 単位面積当りの流量 (cm/s)

g : 重力加速度 (cm/s²)

ρ_p : 粒子密度 (g/cm³)

ρ_f : 液体密度 (g/cm³)

Z : 重力加速度に対する倍率(遠心効果)

である。ハイドロサイクロンの分級性能に影響を与える要因は、固液混合材料の投入圧力、粒子形状や固形分濃度がある。スラリーの場合、固形分濃度が高くなると、粘性の増加や粒子間の流れが妨げられることにより分級性能が低下する。また、ハイドロサイクロンの分級性能は、サイクロン内径と相関があり、材料の粒径が小さいと、サイクロンも小さくしなければ十分な分離性能が得られない。今回、底質を分級するにあたり、その粒径が小さいため、これまで建設分野で一般的に使われてきたものに比べ、非常に小さなハイドロサイクロンを適用することとした。

写真-1に実験に用いたハイドロサイクロンを、**表-2**に仕様を示す。このテスト機はハイドロサイクロンが1基装備され、試料供給用のポンプも組み込まれている。ハイドロサイクロンは、円錐状で、寸法は**表-2**に示すように、上部流入部内径:10mm、下部排出口内径:1.5mmとこれまで建設分野で使用されたものに比べ、非常に小型である。このハイドロサイクロンを複数個、並列に組み込むことにより単位時間当りの必要処理量を確保できる。

3. 洗浄分級実験

3.1 実験に用いた底質の性状

実験試料に用いた底質のダイオキシン類濃度は、**表-3**に示すように 2100pg-TEQ/gであった。また、有機物

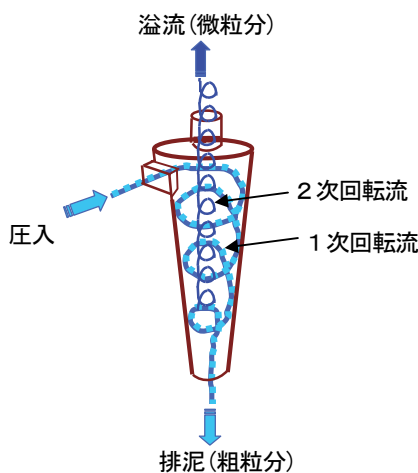


図-5 ハイドロサイクロン内部の流れ

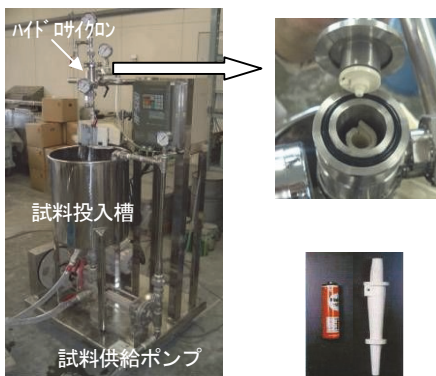


写真-1 ハイドロサイクロンテスト機

表-2 ハイドロサイクロンテスト機の仕様

機 器	仕 様
ハイドロサイクロン	寸法: 上部流入部内径 10mm、 下部排出口内径 1.5mm、 全長 100mm 処理量: 100~50L/hr (使用流体: 水の場合) 最高使用圧力: 0.7MPa
試料の供給ポンプ	型式: スラリー用一軸偏心ポンプ (インバータ制御) 吐出量×揚程: 300L/hr×70m 回転数: 70~650rpm モータ: 0.75kW×200V

量の指標となる強熱減量は約10%であった。

粒度区分を表-4に示す。75 μ m以下の粒径が大部分を占めている。

図-6にレーザー回折・散乱法により測定した粒度分布を示す。10 μ m位に粒径のピークがあることがわかる。採取地によって底質の粒度分布は様々であるが、今回使用した底質は比較的粒径が小さい部類に入ると思われる。

3.2 実験概要

a. 実験方法

予備実験結果より、実験は分級性能を上げるために図

表-3 底質のダイオキシン類濃度分析結果
(公定法) pg-TEQ/g

ポリ塩化ジベンゾ-p-ラジリン(PCDD)	630
ポリ塩化ジベンゾフラン(PCDF)	730
コプラナーポリ塩化ビフェニル(Co-PCB)	720
トータルダイオキシン類	2100

注)各異性体の濃度は数値を丸め、有効数字2桁として表示

表-4 実験に使用した底質の粒径区分

粒径区分	重量比 (%)
砂分 (75 μ m~2mm)	1.7
シルト分 (5~75 μ m)	74.7
粘土分 (5 μ m未満)	23.6

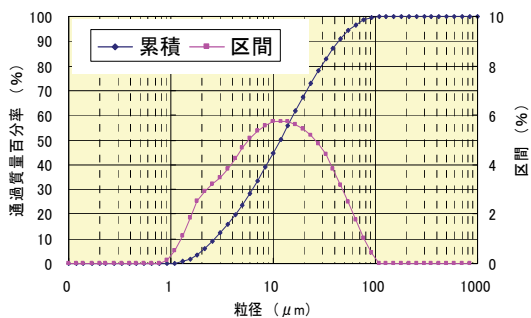


図-6 実験に用いた底質の粒度分布

図-7に示すようにハイドロサイクロンに4回通すことを基本とした。ハイドロサイクロンを通す毎に粗粒分は濃縮されて試料の固形分濃度が上がるため、ハイドロサイクロンに供給できるように各段階で加水して濃度調整した。実験結果として、4回通した後に得られる最終粗粒分のダイオキシン類濃度の低減により評価した。洗浄分級実験におけるダイオキシン類濃度は迅速法により分析した。

b. 実験ケース

当初、ハイドロサイクロンを用いた場合は分級のみではなく、洗浄効果を期待できると考え、予備実験を行った。その結果、図-8に示すように、実験前の元試料のダイオキシン類濃度が低い場合(500pg-TEQ/g程度)は、粗粒分を底質の環境基準(150pg-TEQ/g)以下にすることができた。しかし、元試料のダイオキシン類濃度が高くなると、粗粒分のダイオキシン類濃度はあまり低減できていない。

この原因として、①ハイドロサイクロンのみでは洗浄

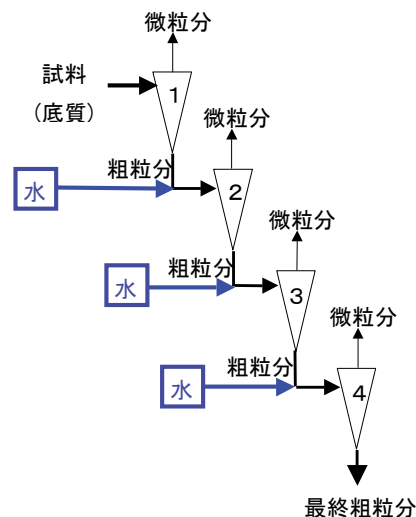


図-7 ハイドロサイクロンによる実験概要

表-5 実験ケース

ケース No.	ハイドロサイクロンの条件		試料の固形分濃度 (%)	前処理方法
	供給圧 (MPa)	回数 (回)		
1	0.7	4	20	ハイドロサイクロンに通す前にスタティックミキサーで複数回処理
2	0.7	4	10	
3	0.7	4	5	
4	0.7	8	20	
5	0.7	4	20	事前に高速乳化・分散機で複数回処理
6	0.7	4	20	各段毎にスタティックミキサーで複数回処理
6-2	-	-	-	ケース6で得られた最終粗粒分をさらに沈降分離
7	0.1	4	20	各回毎にスタティックミキサーで複数回処理
8	0.7	4	20	・事前に過酸化水素添加 ・各段毎にスタティックミキサーで複数回処理
8-2	-	-	-	ケース8で得られた最終粗粒分をさらに沈降分離
9	0.1	4	20	・事前に過酸化水素添加 ・各回毎にスタティックミキサーで複数回処理

効果が小さく、土粒子からダイオキシン類が付着した有機物を十分に取除けない、②前述したように、ハイドロサイクロンは機構的に土粒子を限界粒子径で完全に分離できず微粒分が幾らか混ざってしまう、等が考えられる。そこで、ハイドロサイクロンを使用する前に底質を洗浄して有機物をできるだけ剥がす、およびハイドロサイクロンの分級性能を少しでも向上させる条件を実験により検討した。実験ケースを表-5 に示す。

土粒子より有機物を除去する方法としては、物理的、化学的方法が考えられる。物理的な方法の一つとして、スタティックミキサー（内径8mm、長さ260mm、エレメント数21枚）を使用した。スタティックミキサーに底質を圧入し乱流を生じさせ、粒子同士の擦り合いや、ミキサーの羽根等への衝突による洗浄効果を期待した。実験では試料全量が、スタティックミキサーを3回通過するようにした。ケース5も物理的な方法であり、化粧品

や医薬品等に用いられる高速乳化・分散機で底質を複数回処理して有機物を除去しようとした。ケース8、9は化学的方法を追加したもので、過酸化水素により有機物の酸化分解を狙った。

ケース7、9では、供給圧を下げることにより、分級粒径を大きくしようとした。分級する粒径を大きくすることで、比表面積が小さくなり、ダイオキシン類濃度が低下することを期待した。

分散剤は、粒子をできるだけ分散させるために全ケースで用いた。実験に用いた底質は、粒径が10μm以下の微粒子が多く含まれている。微粒子の場合、粒子表面の性質（電位、吸着等）により、粒子の凝集、分散の状態が変わる。図-9に、実験に用いた底質のゼータ電位とpHの関係を示す。微粒子界面には界面電荷と対イオンによって電気二重層が形成される⁴⁾。ゼータ電位は、粒子と液が相対的に動くときの境界面における電位であり、微粒子の分散安定性の指標となる。ゼータ電位を変えることにより、微粒子の凝集、分散の状態を変えることができ、ゼータ電位の絶対値が大きくなると分散しやすくなる。ゼータ電位は図-9に示すように、pHを変えることにより変化する。pHを大きくすると微粒子はより分散しやすくなる。今回の実験では、ハイドロサイクロンに供給する前に水酸化ナトリウムを添加して、pHを10に調整した。

3.3 実験結果

a. ハイドロサイクロンの回数の影響

図-10にハイドロサイクロンの使用回数を1、4、8とした時の分級した粗粒分のダイオキシン類濃度を示す。図中にはダイオキシン類の実測濃度と毒性等量を併記している。同図より、1回を4回にすることによりダイオキシン類濃度は低減している。しかし、さらに回数を増やした8回のケースでは、4回に比べ濃度は高くなり、回数の増加が濃度低減に結びついていない。回数を増やすと土粒子からダイオキシン類が付着した有機物が剥がれ、剥がれた微粒子状の有機物が水中に浮遊し、分級した時に最終粗粒分に混ざるために、回数を増やしてもダイオキシン類濃度の低減に結びついていないと考えられる。

ハイドロサイクロンにより分級が進むと、下部から排出される粗粒分は、濃縮され固形分濃度が大きくなる。8回のケースでは、4回以降、ほとんど粗粒分の固形分濃度に変化が見られなかった。また、最終粗粒分の粒度分布を4回のケースと比べても、顕著な差が見られないことから、今回の底質に対しては4回で概ね分級性能に達したと思われる。以上より、回数については3ケースのみのデータであるが、この結果からは4回程度が適当と思われる。

ダイオキシン類毒性等量と実測濃度の低減率を比べると、実測濃度の低減に比べ、毒性等量はそれほど低減し

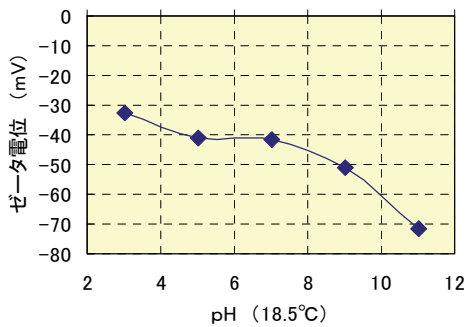
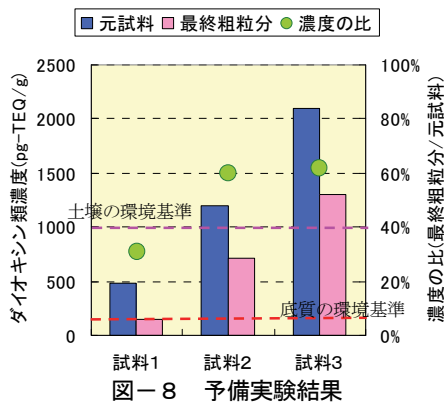


図-9 底質のpHとゼータ電位の関係

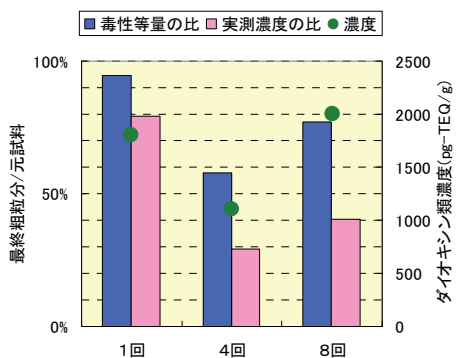


図-10 ハイドロサイクロンの回数と濃度の関係

ておらず、比例していない。これより、洗浄分級により、ダイオキシン類の各異性体が土粒子から一様に分離されるのではなく、毒性が高い異性体の方が分離され難いと思われる。したがって、毒性が高いダイオキシン類異性体と低いものでは、土粒子への付着特性が異なっていることが考えられる。これは他の実験結果についてもほぼ同様の傾向である。

b. 供給圧の影響

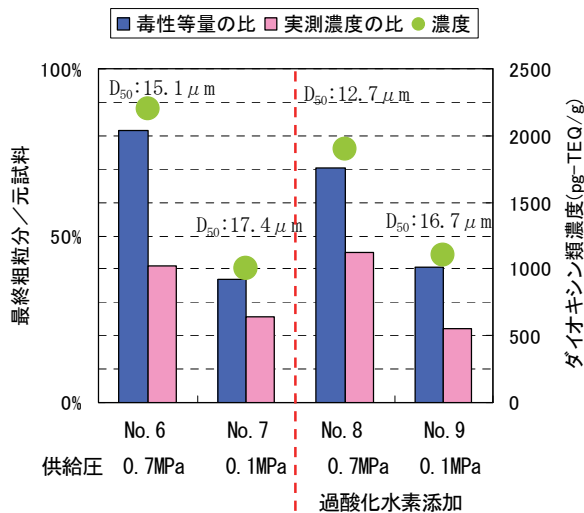


図-11 供給圧とダイオキシン類濃度の関係

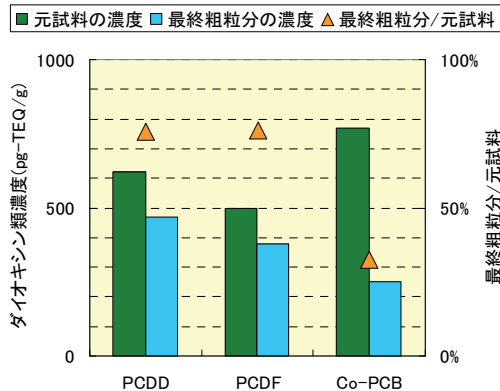


図-12 ダイオキシン類の異性体別の分級結果

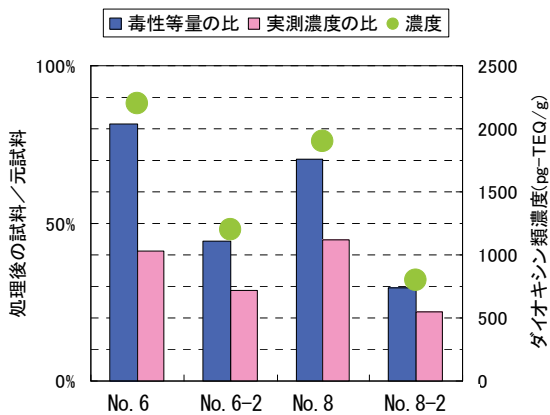


図-13 沈降分離によるダイオキシン類濃度

図-11 に供給圧を変えたケース6～9について、最終粗粒分のダイオキシン類濃度を示す。図中には、最終粗粒分の粒径 D_{50} も併記している。想定したように供給圧を0.1MPaに下げることにより、0.7MPaの場合に比べ、分級された最終粗粒分の粒径 D_{50} が大きくなり、ダイオキシン類濃度も低減している。しかし、当然ながら分級粒径が大きくなると最終粗粒分量は減少し、目的とする無害化処理量の低減量は減少する。今回の実験では、最終粗粒分と微粒分の比は、0.7MPaの場合で約40:60(乾燥重量)、0.1MPaの場合で約20:80(乾燥重量)であった。この結果より、対象の底質の粒度分布において粒径の大きい粒子が多ければ、分級によるダイオキシン類濃度の低減効果が向上すると共に、全体の処理費用を低減できる無害化処理量の低減も可能となることが推察できる。

c. ダイオキシン類異性体ごとの分級傾向

図-12 に、ケース1について異性体別に分けた最終粗粒分のダイオキシン類濃度を示す。理由については現在のところ、明らかではないが、図-12 に示すように、PCDD、PCDF に比べ、Co-PCB において最終粗粒分のダイオキシン類濃度の低減が大きい。この傾向は、他のほとんどのケースについても同様である。

d. 沈降分離の効果

ハイドロサイクロンによる分級のみでは、粗粒分にダイオキシン類濃度が高い微粒分が混ざってしまい、最終粗粒分の濃度が顕著に下がらない。そこで、ハイドロサイクロンにより得られた最終粗粒分をさらに沈降分離して、混在している微粒分をできるだけ除こうと試みた。

ケース6、8について、ハイドロサイクロンで分級後の最終粗粒分を、pH 調整することにより沈降分離した。図-13 に、ケース6-2、8-2として、沈降分離により得た沈殿物について、ハイドロサイクロンに供給する前の元試料に対するダイオキシン類濃度比および濃度を示す。図中には沈降分離する前の最終粗粒分(ケース6、8)についても併記している。図-13 より、ハイドロサイクロンにより分級した後に、さらに沈降分離することにより、ダイオキシン類濃度が高い微粒分を除かれ、濃度が元試料の80%以上であったものが50%以下に低減している。過酸化水素を添加したケース8-2では、土壤の環境基準1000pg-TEQ/g以下になっている。

e. 洗浄方法による洗浄効果

図-14 に全ケースにおけるダイオキシン類濃度の元試料に対する最終粗粒分の比および濃度を示す。最終粗粒分のダイオキシン類濃度が元試料に対し、ケース2、4、6、8以外は、ほぼ50%程度に低減している。

ケース2は固形分濃度を10%としたケースであり、分級実験中に閉塞気味であったため、ダイオキシン類濃度が高くなったと思われる。今回の実験では、固形分濃度20%(ケース1)と5%(ケース3)において最終粗粒分のダイオキシン類濃度に大きな差はない。洗浄分

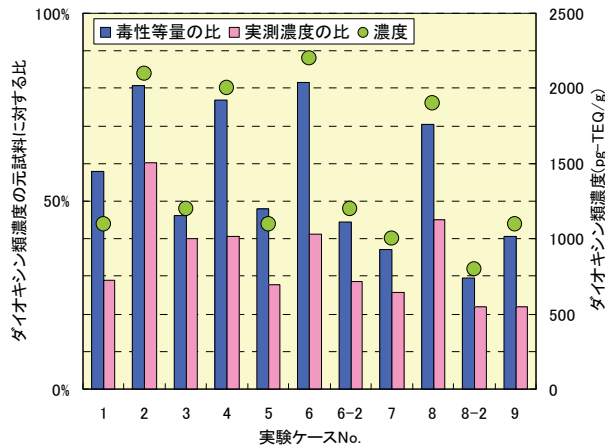


図-14 各ケースにおけるダイオキシン類濃度

級処理量や後の排水処理を考えると、今回の底質では試料の固形分濃度は 20%が適当と思われる。

ケース 4 はハイドロサイクロンを 8 回としたケースであり、前述したように回数を増加しても必ずしも濃度が低減していない。

ケース 1～4 の結果からは、ハイドロサイクロンの使用回数は 4 回、試料の固形分濃度は 20%程度が、最終粗粒分のダイオキシン類濃度を下げるのに適当な条件と思われる。

ケース 6、8 は、ハイドロサイクロンで分級する前に、毎回、スタティックミキサーで試料を循環したケースである。これと、1 回目のみ、スタティックミキサーで循環したケース 1 を比べると、逆に最終粗粒分のダイオキシン類濃度は高くなっている。これは、ケース 6、8 では、スタティックミキサーで 4 回処理することにより、最初に 1 回のみ処理するケース 1 よりも、土粒子からダイオキシン類が付着した有機物が剥がれる。しかし、剥がれた微粒子状の有機物が水中に浮遊し、ハイドロサイクロンで分級した時に最終粗粒分に混ざるために分析結果としてダイオキシン類濃度が高くなると考えられる。

ケース 6-2、8-2 のように、ハイドロサイクロンで分級したものをさらに沈降分離することにより、ダイオキシン類濃度を低減することができる。ケース 6-2 とケース 8-2 では、最初に過酸化水素を添加したケース 8-2 の方がダイオキシン類濃度は低い。これは過酸化水素による有機物の酸化分解の効果が付加されたためと考えられる。

3.4 実験のまとめ

ハイドロサイクロンによる分級実験より分かったことを以下に示す。

- i. ハイドロサイクロンの使用回数は、4 回程度が適当であり、それ以上、回数を増やしても、必ずしも最終粗粒分のダイオキシン類濃度は低減しない
- ii. ダイオキシン類実測濃度の低減に比べ、毒性等量の下がり方は小さく、毒性等価係数が大きいダイ

オキシシン類異性体と小さいものでは、土粒子への付着特性が異なっていることが考えられる

- iii. 試料の固形分濃度の影響については、今回の底質では固形分濃度 5～20%で明確な差は見られず、洗浄分級処理量や後の排水処理を考えると、今回の底質では試料の固形分濃度は 20%が適当と思われる
- iv. ハイドロサイクロンの供給圧を下げて分級粒径を大きくすると、最終粗粒分のダイオキシン類濃度は下がる
- v. ただし、分級される底質量は低減するため、底質の性状に応じて、全体の処理費用が低減できる供給圧を設定する必要がある
- vi. 分級の前処理として数ケースの洗浄方法を試みた結果、ハイドロサイクロンによる分級後の最終粗粒分のダイオキシン類濃度は、元試料の濃度 (2000pg-TEQ/g 程度) の 50%程度に低減する
- vii. ハイドロサイクロンによる分級後、さらに沈降分離することによりダイオキシン類濃度を低減することができる

4. あとがき

ダイオキシン類により汚染された底質の無害化処理費用のコストダウンを目的として、無害化処理量を低減するための洗浄分級技術の研究に取り組んでいる。分級技術として超小型のハイドロサイクロンの適用性を実験により検討し、その性能を把握した。ハイドロサイクロンによる分級前に物理化学的な洗浄方法および沈降分離を組み合わせることにより、分級された最終粗粒分のダイオキシン類濃度を元の底質の半分程度に低減できる。

ただし、今回の実験では、ダイオキシン類濃度 2000pg-TEQ/g 超の底質を、その環境基準 (150pg-TEQ/g) 以下に低減するまでには到らなかった。実験に用いた底質は比較的粒径が小さかったが、底質の粒度分布によっては洗浄分級効果の向上が見込め、粗粒分のダイオキシン類濃度をさらに低減できると思われる。今回のような底質を対象とするならば、さらに性能の良い洗浄分級技術について、検討が必要と考える。

【参考文献】

- 1) (社)土木学会、「土木用語大辞典」、技報堂、p. 858、1999. 2
- 2) 国土交通省港湾局・河川局、「底質ダイオキシン類対策の基本的考え方」、2007. 3
- 3) Derek B. Purhas、白戸紋平、井出哲夫監訳、「固液分離技術」、技報堂、pp. 246-257、1947
- 4) 北原文雄、「界面・コロイド化学の基礎」、講談社、pp. 94-95、2003

亜臨界水処理による下水汚泥のメタン発酵特性

Study on Methane Fermentation Characteristics of Sewage Sludge in Sub-critical Water Treatment

三澤孝史* 小西正郎** 中木秀一***

要 旨

循環型社会構築が求められている社会情勢の下で、下水汚泥についても、資源化・エネルギー化が求められている。また、最終処分場の不足や処理コスト低減の観点からも下水汚泥の最終処分量の減量化が求められている。このような状況で、下水汚泥をメタン発酵させ、発生したメタンガスをガス発電によりエネルギーとして取り出す処理方法は、再生可能エネルギーとして大きな期待が寄せられている。

しかしながら、下水汚泥は食品廃棄物等と比べ、比較的難分解性であるため、メタン発酵に時間を要し、また大きな設備も必要となる。本研究では、メタン発酵の効率化のために、メタン発酵の前処理として、加水分解力に優れた亜臨界水処理の適用を検討している。本報では、実験室規模のメタン発酵実験により把握した亜臨界水処理による下水汚泥のメタン発酵特性について述べる。また、亜臨界水処理をメタン発酵に適用した場合の経済性を試算した結果についても述べる。

キーワード：下水汚泥、メタン発酵、亜臨界水、再資源化

1. まえがき

循環型社会構築が求められている社会情勢の下で、下水汚泥についても、資源化・エネルギー化が求められている。また、最終処分場の不足や処理コスト低減の観点からも下水汚泥の最終処分量の減量化が求められている。国のバイオマス・ニッポン総合戦略や地球温暖化対策推進の上でも、多様な下水汚泥の資源化・エネルギー化が課題となっている。そのため、国土交通省では下水処理に伴い必然的かつ永続的に発生する下水汚泥の資源化を進めるために、「下水汚泥資源化・先端技術誘導プロジェクト (LOTUS プロジェクト)」を推進している。この中で、下水汚泥と生ゴミ等のバイオマスの混合処理によるエネルギー回収を標榜している。

下水汚泥は、平成8年の下水道法改正で、発生汚泥等の脱水、焼却、再生利用等による減量化の努力義務規定が追加されたこともあり、埋立て処分量は以前よりも減少傾向であるが、それでも3割程度の下水汚泥が産業廃棄物として埋立て処分されている。再生利用としては、セメント化等の建設資材や肥料等の緑農地利用が中心であり、有機物を多く含み、再生エネルギー源として高いポテンシャルを持った下水汚泥の潜在能力を十分に活かしているとは言えない。

このような状況で、カーボンニュートラルな下水汚泥をメタン発酵させ、発生したメタンガスをガス発電によりエネルギーとして取り出す処理方法は、再生可能エネ

ルギーとして大きな期待が寄せられている。

しかしながら、下水汚泥は食品廃棄物等と比べ、比較的分解し難いため、メタン発酵に時間を要し、また大きな設備も必要となる。

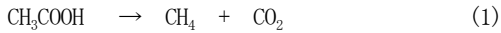
本研究では、メタン発酵の効率化のために、メタン発酵の前処理として、加水分解力に優れた亜臨界水処理の適用を検討している。本報では、実験室規模のメタン発酵実験により把握した亜臨界水処理による下水汚泥のメタン発酵特性について述べる。また、亜臨界水処理をメタン発酵に適用した場合の経済性を試算した結果についても述べる。

2. メタン発酵と亜臨界水処理

2.1 メタン発酵の原理

メタン発酵とは、嫌気状態において、多様な微生物の代謝作用により、有機物をメタンと二酸化炭素に分解する現象のことである。メタン発酵における有機物の分解過程は図-1に示すように、大きく分けて酸生成過程とメタン生成過程に分けられる。これらの分解過程には様々な微生物が関与している。発酵の最終段階では、古細菌(アーキア)と呼ばれる生物群に分類される偏性嫌気性菌であるメタン生成菌によりメタンと二酸化炭素に分解される。得られるメタンの70%は酢酸由来で、残り30%が二酸化炭素が水素により還元されて生成される。生成はそれぞれ、式(1)と式(2)で表される。

*技術研究所 **技術本部環境プロジェクト部 ***関西支社環境プロジェクト部



2.2 メタンガスのエネルギー利用

メタン発酵により発生するバイオガスの一般的な組成は、メタンが約 60%、二酸化炭素が約 40%であり、その他は微量の硫化水素や窒素の混合気体である。このガスの 1m³ 当りの低位発熱量は約 21.5MJ と都市ガスと同等の高い熱量を持っている。このメタン発酵をプラント化したものがメタン発酵システムである。下水汚泥を基質とした場合のバイオガス化のフローを図-2に示す。メタン発酵により得られたメタンガスをコ・ジェネ発電機により電気、熱に変換し、場内設備に利用する。メタン発酵後に生じる消化汚泥は、固液分離し、固形分は焼却され、埋立て処分される。メタン発酵することにより、下水汚泥中の有機物（固形分）がバイオガスに転化されるので埋立て処分量は低減される。

下水汚泥は、メタン発酵の基質として考えた場合、人が生活する上で必ず発生し、その質・量とも比較的安定している。また、生ゴミ等と異なり収集の必要がない集約型のバイオマスである等、利活用に適している。さらに、下水処理場は下水汚泥から発生したエネルギーを利用できる既存施設を有しており、メタン発酵により生じる消化汚泥の処理も容易である。

2.3 亜臨界水処理

図-3に示すように、温度が 374℃、圧力が 22MPa 以上の条件下で存在する超臨界水は、難分解性のダイオキシン類等も瞬時に分解する強力な加水分解力を有している。臨界点よりも低い温度、圧力状態にある水は亜臨界水²⁾と呼ばれ、厳格な定義はないが下限温度が概ね 120~130℃とされている。この亜臨界水も高い加水分解力を有し、有機物等を速やかに分解する効果を発揮する。

メタン発酵における亜臨界水処理の適用は、この加水分解力を前処理として利用する方法で食品廃棄物等のメタン発酵原料を数分で酢酸等の有機酸に分解する効果を利用するものである（図-4）。

この亜臨界水を利用することにより、下水汚泥のように比較的難分解性の有機物において、時間を要する酸生成過程の効率化を期待するものである。効率的になることによって小規模な設備にすることが可能になり、設置スペースが限られる既存の下水処理場内に、新たにメタン発酵システムを併設する場合等でも導入しやすいと考えられる。

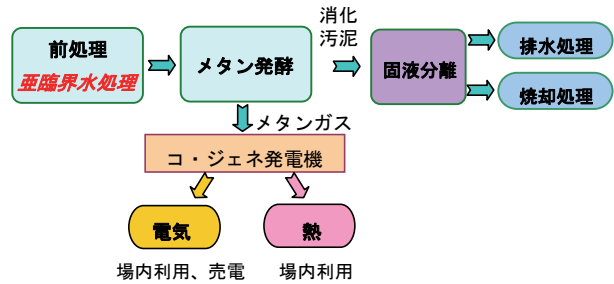


図-2 下水汚泥のバイオガス化のフロー

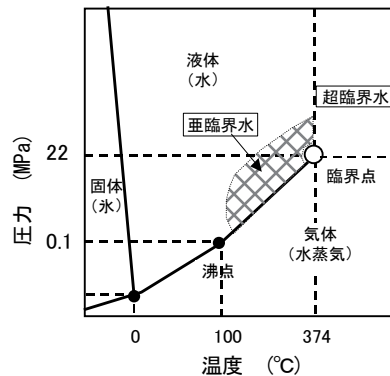


図-3 亜臨界水の状態

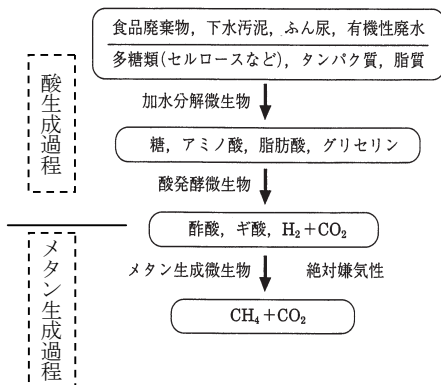


図-1 メタン発酵プロセスの概要¹⁾

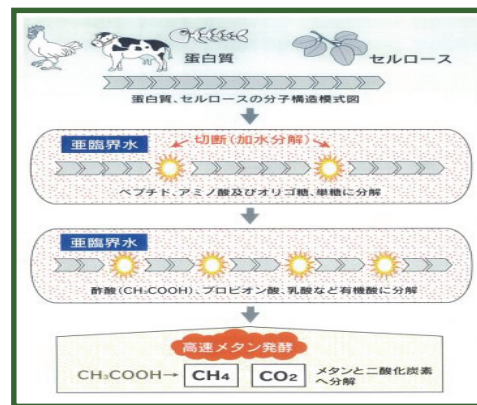


図-4 亜臨界水処理のメタン発酵への適用³⁾

3. 亜臨界水処理による下水汚泥のメタン発酵実験

3.1 亜臨界水処理した下水汚泥の性状

図-5 に、亜臨界水処理温度 120~200℃ (処理時間 10min) と処理物の液相中の TOC (全有機炭素) 濃度の関係を示す。実験に用いた下水汚泥は、堺市泉北下水処理場より採取した余剰汚泥を用いた。

実験における亜臨界水処理は、下水汚泥をステンレス製の反応管 (φ 16mm×150mm) に入れ、反応管の両端を密閉後、所定温度のオイルバスに所定時間投入することにより行った。写真-1 に亜臨界水処理状況を示す。

図-5 より、温度が高くなる程 TOC 濃度は大きくなり、可溶化が進むと考えられる。しかし 180℃以上では、あまり変化は見られない。

また、表-1 に、亜臨界水処理することによる下水汚泥の粘度の変化を示す。粘度は、下水汚泥 (TS (固形分) : 約 8%) を亜臨界水処理 (条件 : 160℃、10min) し、B型粘度計により測定した。表-1 より、亜臨界水処理すると下水汚泥の粘性が 1/5 程度に大きく低下することがわかる。これは、圧送性の向上に繋がり、設備計画上、有利な点と思われる。

図-6 に、亜臨界水処理温度 120~200℃ (処理時間 10min) と処理物における液相の有機酸濃度の関係を示す。有機酸濃度は、高速液体クロマトグラフにより測定した。

処理温度 180℃においてメタン発酵に利用される酢酸およびメタン発酵における中間生成物であるプロピオン酸の濃度が最も高くなっている。しかし処理温度が 200℃になると、180℃に比べ、酢酸の濃度変化はわずかであるが、プロピオン酸の濃度が低下している。また、図中には示していないが、200℃では低分子のギ酸の濃度が 180℃に比べ、増加しており、これからも 200℃において、加水分解反応により、低分子化が進んでいると考えられる。

これらより、亜臨界水処理温度が高いほど、下水汚泥の加水分解は進むと考えられる。しかし、加水分解が進み過ぎるとメタン発酵に利用できる有機物が減少することも考えられる。また、できるだけ処理温度が低い程、加温に必要なエネルギーが小さくなり、経済的である。そこで、以降に示すメタン発酵実験により下水汚泥に亜臨界水処理を適用した場合のメタン発酵特性を把握した。

3.2 回分実験

a. 回分実験概要

下水汚泥を対象としたメタン発酵の前処理として亜臨界水処理を適用するにあたり、回分実験により最適な亜臨界水処理条件を検討した。

実験方法は、三角フラスコ (50ml) に、種汚泥 29ml と亜臨界水処理した試料 1ml を入れ、窒素置換後、35℃ に保ったインキュベータ内で振とうさせながら嫌気性消

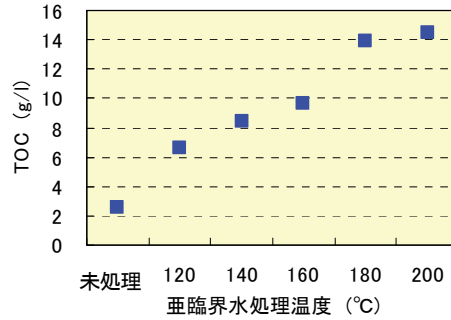


図-5 亜臨界水処理温度と TOC の関係

表-1 亜臨界水処理による下水汚泥の粘度

試料	粘度 (mPa·s)
未処理	15250
亜臨界水処理 160℃, 10min	3100



写真-1 亜臨界水処理状況

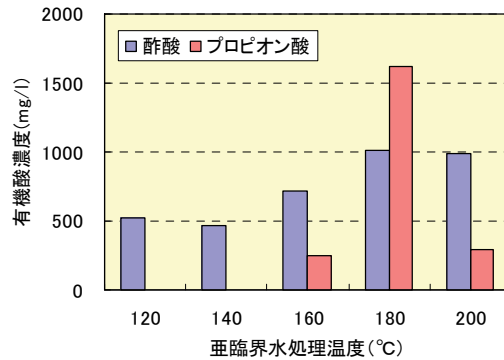


図-6 亜臨界水処理温度と有機酸濃度の関係

表-2 回分実験ケース

No.	亜臨界水処理条件	
	温度 (°C)	時間 (min)
1	未処理 (亜臨界水処理なし)	
2	140	10
3	160	10
4	180	10

化を行った。種汚泥は、下水汚泥により長期間馴養したものを用了。発生したバイオガスの成分は、ガスクロマトグラフにより分析した。

回分実験の実験ケースを表-2に示す。亜臨界水処理条件は、処理温度を 140~180℃とした。処理時間については、別途、処理時間をパラメータとした回分実験を実施しており、その結果より 10min と設定した。

この実験に用いた亜臨界水処理前の下水汚泥の物性は、TS : 7.3%、VS (有機物量) : 6.4%、COD_{c,r} : 10g/kg、T-N (全窒素) : 5.2g/kg であった。

b. 回分実験結果

図-7に、投入試料の VS 当りのメタンガス発生量を示す。亜臨界水処理温度 140℃では、メタンガス発生量は、未処理のケースに比べ若干低減しており、亜臨界水処理による効果が見られない。これに対し、亜臨界水処理温度 160、180℃のケースでは、未処理に比べ3倍程度のメタン発生量を示し、亜臨界水処理によりメタンガス発生量が増加することがわかる。

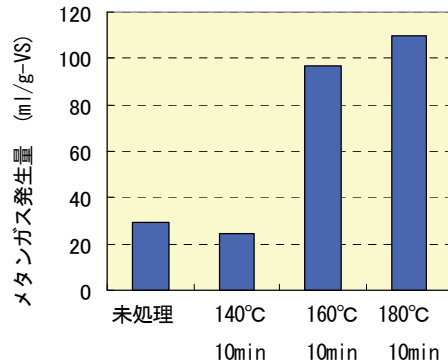


図-7 メタン発生量(回分実験)

3.3 連続実験

a. 連続実験概要

試料の連続投与によるメタン発酵実験を行った。実験装置の概略図を図-8に示す。

培養槽 (容量 2000ml) に、種汚泥 1500ml を入れ、HRT(水理的滞留時間)を下水汚泥のメタン発酵として一般的な 30 日として実験を開始した。実験中の培養槽は 35℃に保った。実験期間は、バイオガス量が 20 日間程度、比較的安定して発生するまでを目安とした。

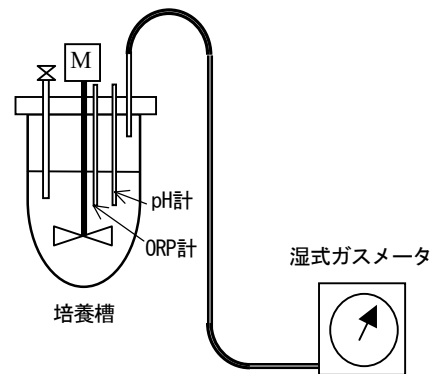


図-8 連続実験の実験装置概略図

培養槽内の汚泥は、嫌気性に保たれていることを ORP (酸化還元電位) 計により確認し、pH 計により pH を計測した。発生したバイオガス量は、湿式ガスメータにより測定した。

投入する試料は、VS を 5%に設定し、毎日 1 回、消化汚泥を引き抜いた後、投与した。亜臨界水処理条件は、回分実験の結果より、亜臨界水処理時間 10min、処理温度は 160℃および 180℃とした。投入した試料の平均的な性状を表-3に示す。

表-3 連続実験に用いた試料の平均的な性状

		未処理	亜臨界水処理 160℃, 10min	亜臨界水処理 180℃, 10min
亜臨界前				
TS (%)		6.2	8.7	9.2
投入試料	TS (%)	6.2	6.1	6.3
	VS (%)	5.1	5.1	5.2
	VS/TS	0.82	0.84	0.83

(備考) 亜臨界前とは亜臨界水処理を行う前の試料の特性値。投入試料は連続実験培養槽に投入した試料の特性値。

b. 連続実験結果

図-9に亜臨界水処理後の投入試料の VS 当りのバイオガス発生量を示す。図示したデータは、ガス発生量が安定してからの平均値である。処理温度 160、180℃で亜臨界水処理することにより、未処理に比べ2倍近くのバイオガス量が発生している。

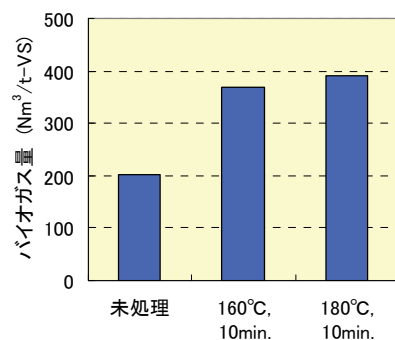


図-9 連続実験におけるバイオガス発生量(平均値)

図-10に亜臨界水処理温度 160℃および 180℃における発生バイオガス量および亜臨界処理後の試料の VS 当りのバイオガス量の経時変化を示す。160℃および 180℃のケースとも、比較的、安定してバイオガスが発生している。

培養槽内の pH は、実験開始前は 6.5 以下に低下する等、大きく変動するようであれば pH 調整をする計画で

あった。しかし、実験中は、亜臨界水処理温度 160℃および 180℃とも、pH7.5~7.8 で変動したため、pH 調整は行わなかった。実験期間中の pH の平均値は、亜臨界水処理温度 160℃および 180℃とも 7.6 であった。これからは有機酸が蓄積することなくメタン発酵が進んだことがわかる。また、メタン発酵の阻害要因となるアンモニア態窒素 NH₄-N は、亜臨界水処理温度 160℃のケースは 2.86g/l、180℃のケースは 2.75g/l と、問題の無い濃度であった。

図-11 に亜臨界水処理後の投入試料の VS および TS の分解率を示す。バイオガス量の増加に伴い、VS、TS の分解率とも亜臨界水処理することにより増加していることがわかる。これは、メタン発酵残渣が減り、最終処分量の低減に有効であることを示している。

4. 経済性について

下水汚泥処理事業においては、活性汚泥処理した後の残渣分を処理処分する費用が占める割合は比較的大きく、その費用削減対策として、消化処理を行うための消化槽を設けて処分量を減容化し、費用削減を図っている事例も多く存在する。また、中間処理等として焼却処理を行っている事業所も多く、1,000 円/t 程度の焼却費用を費やしている例もある⁴⁾。

一方、先に示した連続実験において、亜臨界水処理を行うと残渣量が低減する結果が得られている。その効果とメタンガス発酵施設設置によるエネルギー回収効果（施設への所要電力供給と熱利用を行う等）を考慮して、メタン発酵処理のみを行うケース（従来方式と称する）と、受入下水汚泥に対して 180℃、10min で亜臨界水処理を行ってメタン発酵を行うケース（亜臨界方式と称する）についての経済性試算を行った。両方式を適用する施設の主要条件を表-4 に示す。対象施設の規模は、受入下水汚泥量が 1,000t/日規模のものとし、試算は、従来方式の設備初期費用を 100 ポイント（その内国庫補助 50%を仮定）とした場合で、その施設を 15 年間操業した累計収支について相対的に算出した。

その結果を図-12 に示す。図の Y 軸プラス側は収入、マイナス側は支出を表す。収入費目は、処理施設に処理費として受け入れる受入下水汚泥収入と売電費（施設内の所要電力を賄った後の余剰分）であり、支出は、施設の建設費用等やメタン発酵後の汚泥残渣処分費用ほかである。15 年間の収支を見れば、従来方式では-54 ポイントの赤字となり、亜臨界方式は 22 ポイントの黒字となっている。支出の大きな割合を占めている汚泥残渣処分費については、従来方式で-172 ポイントであるのに対し、亜臨界方式では-86 ポイントと大きく低減していることが分かる。これは、亜臨界水処理で TS の一部が

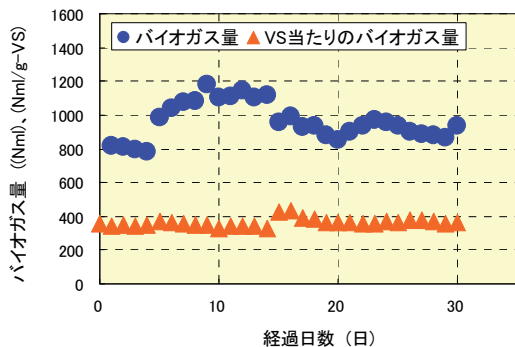


図-10(a) バイオガスの経時変化
(亜臨界水処理 160℃、10min)

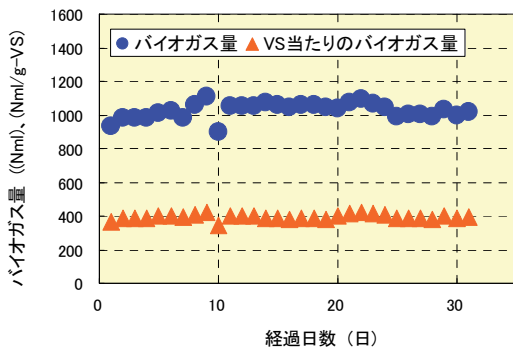


図-10(b) バイオガスの経時変化
(亜臨界水処理 180℃、10min)

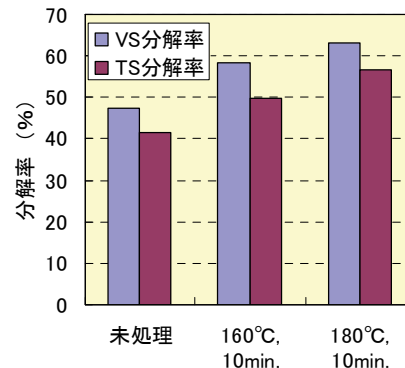


図-11 VS、TS の分解率

表-4 従来および亜臨界方式の経済性試算条件

項目	従来方式	亜臨界方式
受入下水汚泥の処理量 TS1%換算 (t/d)	1,000	1,000
利用下水 TS (%)	1	10 ^{*1}
消化期間 (d)	30	30
バイオガス発生量 (Nm ³ /TS・t)	320 ^{*2}	228 ^{*3}
汚泥残渣処分量 (t/d)	629	314
コジェネ発生電力 (kWh/d)	5,408	1,141
熱回収量 (MJ/d)	29,303	24,738

*1: 亜臨界方式では 10%に濃縮したものを用いる

*2: 平成 13 年度の全国下水処理場の嫌気性消化によるバイオガス発生量データを平均して求めた数値

*3: 本報の亜臨界水処理 180℃、10min で得られた数値で亜臨界水処理前の TS で除したもの

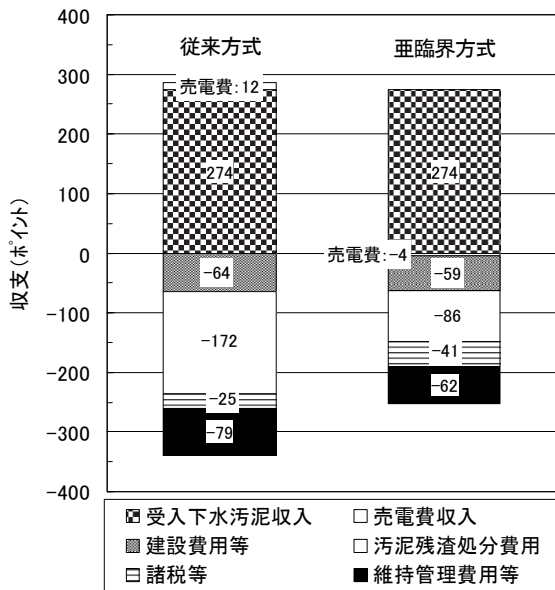


図-12 従来方式および亜臨界方式のメタン発酵施設の経済性試算結果（施設を 15 年間操業した場合で、従来方式の設備初期費用を 100 ポイントとした場合の相対収支）

分解したことによる効果であり、トレードオフとしてメタン発酵資質分低減とバイオガス発生量の低下も生じている。このバイオガス発生量の低減による売電費収入への影響も大きく、従来方式では 12 ポイントの売電収入が得られるのに対し、亜臨界方式では-4 ポイントと電力を購入する必要が生じる結果にもなっている。

これらのことから、亜臨界水処理はその設備費や加熱エネルギーが必要になる点では負の経済性を示すが、残渣低減面では正の経済性を示す。エネルギー収支と残渣低減効果の最適化を図るシステム構築は今後の課題であるが、最適化を図ることにより未利用資源活用と新規エ

ネルギー利用と言う社会経済面でのバランスが図れるものと期待できる。

5. あとがき

下水汚泥のメタン発酵実験を実験室規模で行い、前処理として亜臨界水処理した結果、分解率が向上し、バイオガス量が増加した。これより亜臨界水処理を適用することの有効性を確認した。しかしながら、負荷を上げた場合や発酵時間を変化させた場合の特性等、今後、把握していく必要があると考える。

また、将来、本技術を実際に適用していくには、実証規模の実験装置による、ある程度長期間の実験を行い、経済性、運転・維持管理上の問題点の有無などに関する検討が必要と考える。

本研究を進めるにあたっては、大阪府立大学大学院工学研究科・吉田弘之教授の指導を賜った。堺市泉北下水処理場の関係者の方々には、実験に用いる下水汚泥をご提供頂くとともに貴重な助言を頂戴した。ここに改めて深謝する。

【参考文献】

- 1) (社)日本エネルギー学会編、「バイオマスハンドブック」、オーム社、p. 153、2002 一部加筆
- 2) 吉田弘之、寺嶋正明、高橋洋平、「亜臨界水加水分解法による魚肉の有機酸・アミノ酸への有価物化におよぼす反応条件の影響」、廃棄物学会論文誌、Vol. 12、No. 4、pp. 163-167、2001
- 3) 三菱長崎機工(株) パンフレット
- 4) 吉田弘之、「亜臨界水処理技術を用いた下水汚泥等有機性廃棄物によるメタン・水素製造所業に係わる事業化可能性調査」、大阪府立大学大学院工学研究科、p. 63、2006. 3

飽和地盤に分布する油汚染土壌の微生物浄化

Study on the Bioremediation for the Oil Contaminated Soil in the Saturated Ground

三澤孝史* 白石祐彰* 蛭子清二*

要 旨

土壌汚染対策法の施行に伴い土地取引時の調査から汚染が判明する事例が増え、それに伴う浄化工事例も増加している。飽和地盤に分布する油汚染土壌の原位置浄化技術に関しては効果的な技術が開発されていないのが現状であり、今後着目される分野と思われる。また、現状では掘削置き換えが一般的であるが、操業中の工場等の構造物直下の地盤では原位置浄化技術が要望される。そこでHDD工法を用いた構造物直下の原位置土壌浄化工法への適用を念頭に、飽和地盤における油汚染土壌の浄化技術について基礎的検討を試みた。

キーワード：油汚染土壌、微生物浄化、原位置浄化、飽和地盤

1. まえがき

土地取引時の調査で汚染が判明し、土地の資産価格の下落防止や企業としての社会的な責任を果たすという観点から、汚染の拡散防止や浄化を検討する場面が増えており、操業中の工場等の構造物直下の土壌浄化を求められる場合もある。

このような構造物直下の汚染土壌を浄化する工法として「HDD (Horizontal Directional Drilling、誘導式水平ドリル) 工法」を用いた原位置土壌浄化工法の開発を目指し、比較的高濃度の油汚染土壌を対象としている。これまでに例の少ない飽和地盤に分布する油汚染の原位置浄化の可否が課題であるため、微生物浄化法をはじめ

めとする複数の手法の可能性について検討した。

2. HDD工法の概要

図-1にHDD工法の施工概念と施工順序を示す。HDD工法は、地上から曲線の経路で削孔し地中の所定位置に管を敷設する工法である。原位置土壌浄化工法においては、HDD工法により地中の汚染箇所へ浄化用の注入管を設置する。この注入管を用い、微生物活性のための浄化資材、化学薬品等の注入やエアースパーキングを行い汚染物質を浄化する。写真-1に注入管の置き換え(ケーシング引抜き)状況を示す。

HDD工法は、掘進時に先端のビット位置を三次元測定器を用いて計測することにより、建物直下においても正確に管を敷設することができる。施工実験では延長

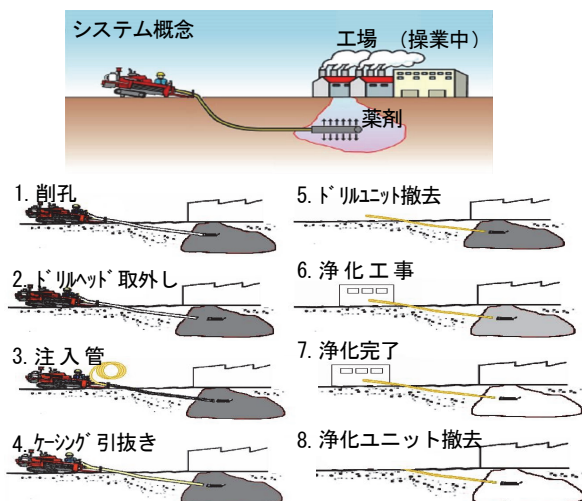


図-1 システム概念と施工順序



写真-1 注入管の置換え状況

*技術研究所

10m、深度 1.0m の掘進を行い、目標の位置に対して鉛直方向 20mm、水平方向 75mm の誤差であり、原位置土壌浄化工法への適用には十分な施工精度を得た。

3. ランドファームिंगによる浄化実験

本研究では飽和地盤における原位置浄化を目指している。飽和地盤を対象とした検討の前に、実績のある基本的な工法として、油汚染土を掘削して地上で微生物により浄化するランドファームिंगを実施し、その浄化性能を把握した。

3.1 ランドファームिंग実験概要

実験に用いた実油汚染土壌は、GC-FID 法（水素炎検出器付きガスクロマトグラフ）による TPHs 分析による油分濃度が約 9000mg/kg、イヤトロスキヤン分析より飽和分 45.5%、芳香族 49.8%、レジ分 4.7%、アスファルテン 0.0%であった。飽和分が半分程度であり、比較的微生物分解しやすい汚染土と考えられる。

実験方法は、汚染土を掘削し、地上に実験ケース毎に約 20m³ を盛土した。写真-2 に試料の設置状況を示す。鉄板を敷き、その上に油汚染土壌を設置した。実験中は週 1 回、攪拌するとともに含水比が 10%程度を維持するように調整した。

実験ケースを表-1 に示す。ケース 1 は含水比のみ調整したケースである。ケース 2 は、栄養塩として窒素 N、リン P を添加したケースである。窒素、リンの添加量は、事前に行ったトリータビリティ試験により設定した。

3.2 ランドファームिंग実験結果

図-2 に油分濃度の経時変化を、図-3、4 に土壌の pH および ATP（アデノシン三リン酸）量の経時変化を示す。ATP 量は、微生物活性度の指標である。ATP 量が高いほど、土壌中の微生物の活性が上がっていると推測できる。

図-2 より、油分濃度は 2 ケースとも実験開始 30 日後で初期濃度の約半分程度に低減している。ケース 2 の栄養塩を添加したケースは、添加しないケース 1 に比べ、油分濃度の低減速度は早く、150 日後における油分濃度はケース 1 の約 20%である。

pH は 50 日後に一旦上昇し、以降は緩やかに小さくなり、150 日後において 6 程度である。

ATP 量は 150 日まで 2 ケースとも、油分濃度の低下とともに増加している。これより土壌中の微生物が活性化し、油分を分解したと考えられる。ATP 量の増加の割合は、ケース 2 がケース 1 よりも大きく、栄養塩の添加により微生物が活性しやすくなったと考えられる。

以上より、この油汚染土は、好気的環境にして微生物の活性を促す適切な量の栄養塩を添加することにより微生物分解がより進むことがわかった。

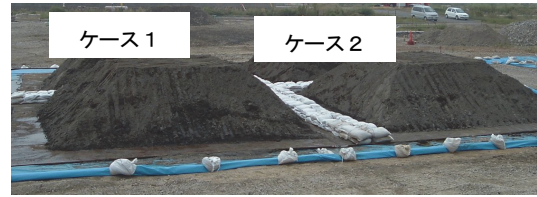


写真-2 ランドファームिंग実験状況

表-1 ランドファームिंग実験ケース

ケース	添加物
1	ブランク（含水比調整のみ）
2	栄養塩（N:250mg/kg, P:50mg/kg）

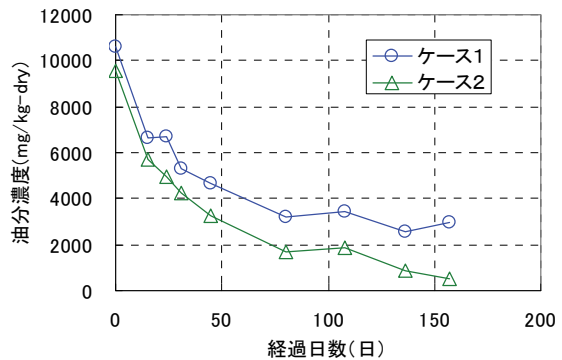


図-2 ランドファームング実験における油分濃度の経時変化

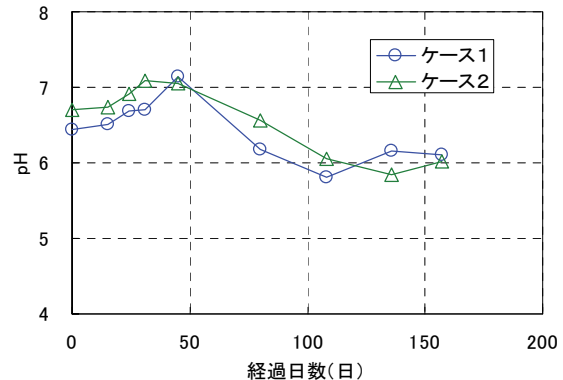


図-3 ランドファームング実験におけるpHの経時変化

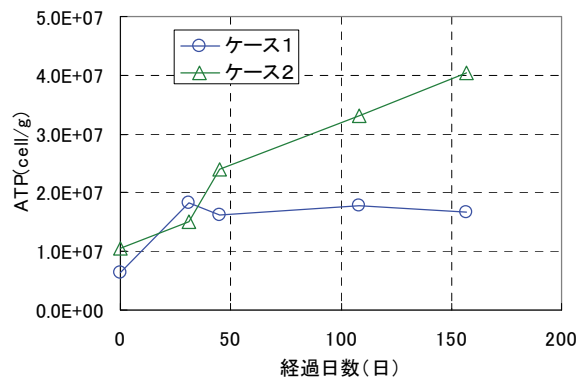


図-4 ランドファームング実験におけるATPの経時変化

4. 飽和地盤における油汚染土壌の浄化実験

飽和地盤における油汚染土壌を対象として、微生物浄化（バイオレメディエーション）を中心に、栄養塩やエア供給による浄化方法や洗浄による方法等について、それぞれの浄化性能を室内実験により検討した。

4.1 バイオレメディエーション実験

これまでの浄化実験から、栄養塩と酸素が好気性微生物の活性に必要であることが分かっている。そこで飽和地盤において油分解微生物が活性化して油分を分解するために必要な栄養塩や酸素の条件を調べた。

a. 実験概要

図-5に示すように、2lの三角フラスコに油汚染土壌 50g（乾土）、精製水 200ml を入れ、フラスコ内の条件を変えて微生物による油分解実験を行った。

実験ケースは酸素の微生物への影響をみるために、以下の4ケースとした。

- case-1：フラスコ内に窒素を充填
- case-2：フラスコ内に酸素を充填
- case-3：フラスコ内に大気を充填
- case-4：フラスコ内に大気を充填し、N、Pを添加

case-1 は、フラスコ内を窒素で置換することにより好気性微生物の活性を抑制したケースである。case-2 は、酸素濃度を高濃度とした。case-4 における栄養塩の濃度は窒素 N:2.0mg/l、リン P:0.2mg/l とした。

実験は、20°Cに保った恒温槽内で攪拌しながら 30 日行った。実験期間中は、微生物の活性を調べるためフラスコ内のガスを採取しガスクロマトグラフにより酸素濃度および二酸化炭素濃度を測定した。実験終了後に土壌の油分濃度を分析した。

b. 実験結果

図-6にフラスコ内の酸素および二酸化炭素濃度を示す。case-3、4 において、30 日間に約 3mmol の二酸化炭素が発生しており、微生物が活性化していると考えられる。

図-7に土壌の TPHs 分析による油分濃度を炭素数毎に示す。C6-C12 はガソリンの炭素範囲、C12-C28 は軽油の炭素範囲、C28-C44 は残油の炭素範囲である。case-1~4 において油分濃度は初期値の約半分程度まで低減した。case-1 における濃度低減（4900mg/kg）は、攪拌洗浄により油分が水相に流出した結果であり、特に揮発性の高い C6-C12 が高い割合で流出した。case-1 における攪拌洗浄による油分低減量を除くと、微生物分解による濃度低減量は最大で 1300mg/kg（case-3）である。特に C12-C28 の低減割合が高い。これらより、30 日間の微生物分解による油分低減は、酸素や栄養塩が十分に行きわたったとしても初期の油分濃度の 10%程度に過ぎないことがわかる。

4.2 エアースパーキング実験

油汚染土壌の原位置浄化工法として、エアースパーキングによるバイオレメディエーションの効果確認実験を行った。

a. エアースパーキング実験概要

油分濃度低減の経時変化を見るために、複数のカラム（透明アクリル円筒、内径φ70×高さ 300mm）に同一条件の油汚染土壌を充填し、スパーキング期間（14 日、28 日、44 日）を変えて試料を採取し、油分濃度を測定した。写真-3に実験状況を示す。

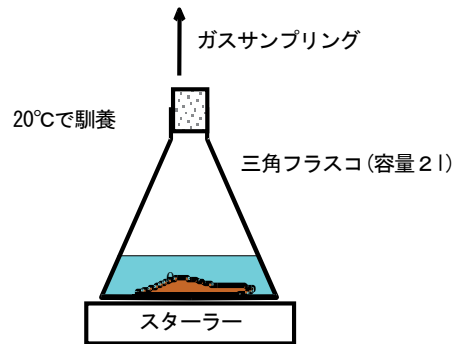


図-5 バイオレメディエーション実験の実験方法概念図

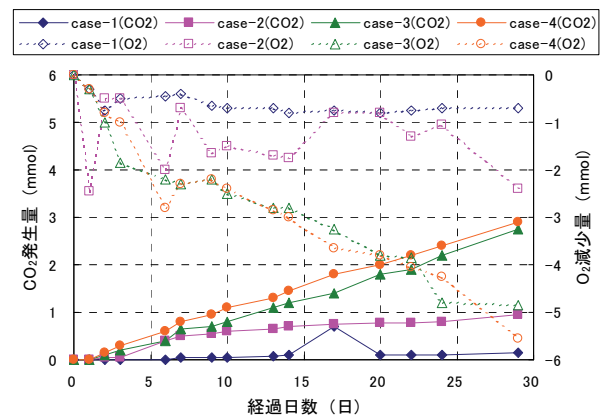


図-6 酸素および二酸化炭素量の測定結果

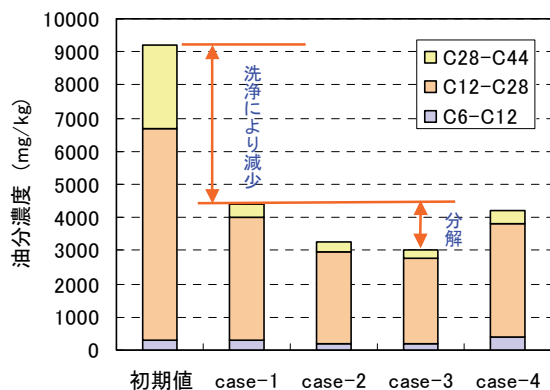


図-7 バイオレメディエーション実験における油分濃度の変化

対象とした油汚染土壌の TPHs 分析による油分量は 10118mg/kg であり、C12-C28 が卓越 (73%) し、C6-C12 を 22%、C28-C44 を 4% 含んでいる。

実験は、添加する栄養塩 (N、P) の濃度を変えた 2 ケース (高濃度、低濃度) について行った。栄養塩は、N にはアンモニアを、P には第一リン酸カリウムを用いた。高濃度のケースで概略、油分 : N : P = 100 : 10 : 1、低濃度で油分 : N : P = 100 : 1 : 0.1 を目安に、土壌を採取したサイトの地下水と精製水を等量混ぜた溶液に溶かして栄養塩溶液を作成した。送気量は 50ml/min とした。エアの吐出孔はカラムの底部中央に設けた。

エアースパーキング終了後に、土壌の油分濃度、ATP 量およびカラムから採取した間隙水の水質試験を行った。油分濃度の測定は、TPHs 分析により行った。

b. エアースパーキング中の間隙水

図-8 にアンモニア態窒素濃度を、図-9 にリン酸態リン濃度を示す。エアースパーキングの経過とともに、アンモニア態窒素、リン酸態リンはともに含有量が低下し、44 日目ではほぼ消費された。ただし、これには土壌に吸着された分も含まれていると考えられる。

図-10 に硫酸イオン濃度を示す。この実験では硫酸イオンの増大を回避するために、アンモニア態窒素としてアンモニアを使用した。硫酸イオンは高濃度栄養塩水で約 9000mg/kg、低濃度栄養塩水で約 3000mg/kg まで増大した。これは土壌中の硫黄分がエアースパーキングにより酸化されて硫酸イオンが生じたためと考えられる。硫酸イオンの増加は pH の低下につながる。微生物は一般的に中性から微アルカリ性が生育にとって好ましい pH であり、過剰なエアの供給は土壌の酸化を促進させ、微生物の活性を低下させる可能性があると考えられる。

図-11 に pH の経時変化を示す。pH は、実験開始時は 10 程度であったが、時間が経過するにつれて徐々に低下し、44 日後には 6 程度に下がっている。油分の分解時に発生する二酸化炭素により pH が低下すると考えられる。しかし、次に示すように油分濃度の低減は少ないことから、アンモニウムイオンの減少と硫酸イオンの増加に伴って pH が低下したと考えられる。



写真-3 エアースパーキング実験状況

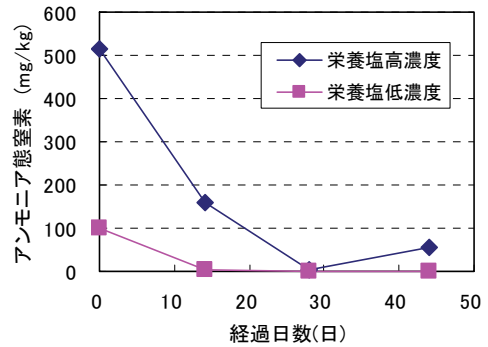


図-8 エアースパーキング実験における間隙水のアンモニア態窒素濃度

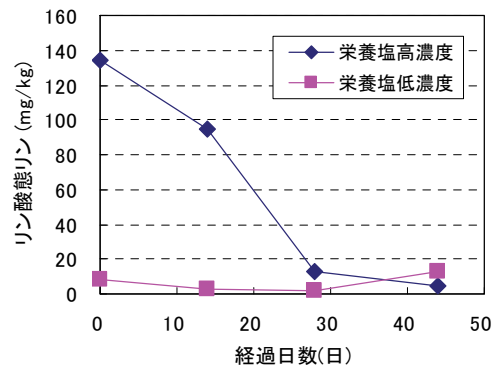


図-9 エアースパーキング実験における間隙水のリン酸態リン濃度

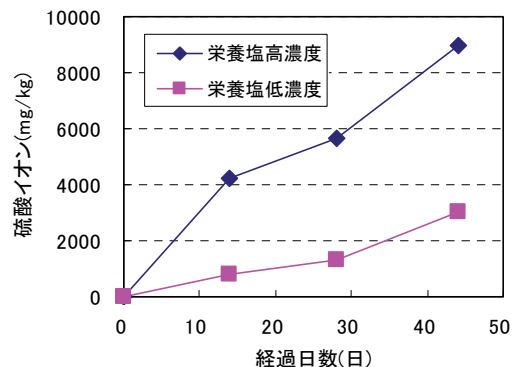


図-10 エアースパーキング実験における間隙水の硫酸イオン濃度

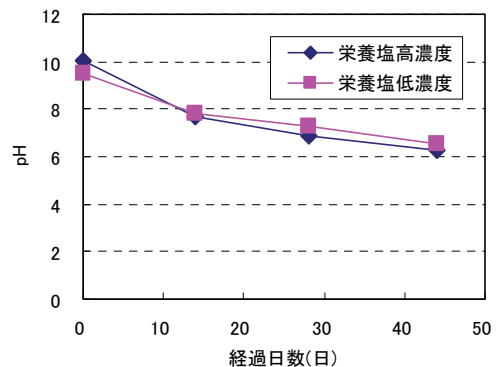


図-11 エアースパーキング実験における間隙水の pH の経時変化

c. 土壌の油分濃度

栄養塩低濃度の場合の油分濃度分析結果を C6-C12、C12-C28、C28-C44 に区分して図-12 に示す。エアースパージングによる油分濃度の低減の傾向は見られなかった。栄養塩高濃度のケースも同様の結果であった。アンモニア態窒素、リン酸態リンはともに含有量が低下しているにもかかわらず、油分濃度の低減が見られないことから、栄養塩が土壌に吸着され間隙水中の濃度は下がるが、微生物の活性に有効に用いられていないと考えられる。

今回の軽油の炭素範囲が卓越する高濃度（約 10000 mg/kg）油汚染土壌に対する原位置浄化工法として、エアースパージングによるバイオレメディエーションは少なくとも単独では有効ではない結果であった。

4.3 界面活性剤による洗浄実験

これまでの実験より、地下水位以下の飽和帯に広がった油汚染土壌の微生物処理については、地上のランドファーマーミングのような浄化効率が期待できない。そこで微生物浄化以外の浄化方法として、剥離流出を促進させるための洗浄剤として界面活性剤を添加し、油分の剥離に関する基本的知見を得る事を目的に基礎的な実験を行った。

a. 洗浄実験方法

実験に用いた界面活性剤は環境への安全性を考慮し、ポリグリセリン脂肪酸エステル系の界面活性剤 2 種とショ糖脂肪酸エステル系の界面活性剤 1 種である。表-2 にそれらの仕様を示す。

実験は油汚染土 100g と同重量の界面活性水をガラス瓶に入れ、1 分間平行振とうし、30 分静置後、水相の油分濃度分析と汚染土の油分濃度分析（溶媒 H-997 抽出による赤外分光分析法（IR 法））を実施した。建物直下の油汚染土壌の原位置浄化を目指しているため、本来は地盤をできるだけ乱さないことが要求される。しかし、ここでは界面活性剤の洗浄効果をまず明らかにすることを目的としたので、地盤を乱す状況になるが、汚染土壌と界面活性剤を攪拌混合する方法を用いた。

b. 洗浄実験結果

表-3 に土壌および水相の油分濃度を示す。界面活性剤 3 種について、土壌の油分濃度に大きな差は見られない。また、精製水のみと比べても大きな差はなく、少量の界面活性剤の添加では洗浄能力を著しく向上させることができない。さらに、地盤をできるだけ乱さないという条件では、界面活性剤による洗浄効果はあまり期待できないと思われる。

4.4 エアースパージング、揚水循環併用実験

a. エアースパージング、揚水循環併用実験の目的

前述したエアースパージング実験結果より、エアースパージングだけでは高濃度の油汚染土壌の浄化は難しいことがわかった。そこで試験的に、①栄養塩液循環、お

よび②栄養塩液循環+エアースパージング、を行ったところ、循環水の ATP 量や水容器中の循環水の状況から②の方が効果的と思われる。そこで、高濃度油汚染土壌に対する「地下水循環+エアースパージングによるバイオレメディエーション」の適用性を確認するために実験を行った。

b. エアースパージング、揚水循環併用実験の方法

実験に用いた油汚染土壌の TPHs 分析による油分量は 10118mg/kg であり、C12-C28 が卓越（73%）し、C6-C12 を 22%、C28-C44 を 4% 含んでいる。

塊粒分を取り除いた油汚染土壌をカラム（内径φ70×高さ300mm）に少量ずつ投入して締め固めた。

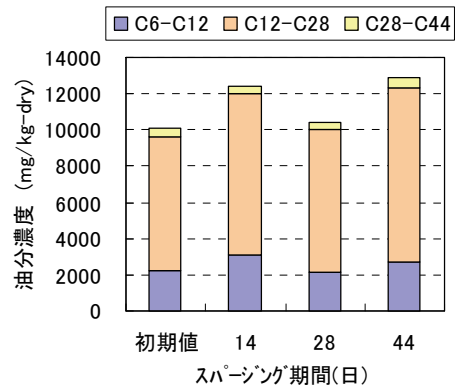


図-12 エアースパージング実験における油分濃度の経時変化

表-2 界面活性剤の仕様

	主物質	摘要
界面活性剤 1	ポリグリセリン脂肪酸エステル	高水溶性
界面活性剤 2	ポリグリセリン脂肪酸エステル	低起泡性
界面活性剤 3	ショ糖脂肪酸エステル	中性域での洗浄に優れている

表-3 界面活性剤による洗浄実験結果

界面活性剤の種類	界面活性剤の使用量	油分濃度	
		汚染土 (mg/kg-dry)	水相 (mg/l)
—	—	3000	—
精製水のみ	精製水	1300	12
界面活性剤 1	0.1g (濃度 0.1%)	1100	42
	0.5g (濃度 0.5%)	1300	235
界面活性剤 2	0.1g (濃度 0.1%)	1500	128
	0.5g (濃度 0.5%)	1400	339
界面活性剤 3	0.1g (濃度 0.1%)	1300	40
	0.5g (濃度 0.5%)	1400	129

図-13 に実験装置を示す。送水は微量定量チューブポンプを用いカラム下部から注水、上部から排水して水容器に戻し還流した。送気も同一チューブに合流させて送排気した。また、循環水の溶存酸素濃度を高めるために水容器中でもエアレーションを行った。

実験ケースを表-4 に示す。栄養塩の濃度および種類を変えて実験を行った。No. 1、No. 2 では、栄養塩の濃度が概略、油分：N：P=100：10：1 となるように調整し、油分濃度が約 10000mg/kg であるので、N：1000 mg/kg、P：100mg/kg とした。No. 3、No. 4 では栄養塩として尿素複合液肥を用い、窒素濃度を No. 1、No. 2 と同じとした。各ケースの栄養塩液の循環は、循環水の水質などを観察しながら試行錯誤により日数を決めた。

各ケースとも、循環水の流量は約 1ml/min、送気量は 20ml/min とした。

実験は各カラムに試験土壌を充填した後、①栄養塩水の循環（9～49 日）、②栄養塩水の循環+エアースパーキング（35 日 or 42 日）、③濯ぎ（精製水循環+エアースパーキング 16 日）の順で行った。実験中は循環水の水質を調べ、実験終了後にカラム内の土壌を取り出し、油分濃度等を調べた。

c. 循環水の水質変化

試験開始日は各ケースで異なるが、濯ぎは同時期に行った。このため水質変化図（図-14～図-18）は便宜上 No. 1 カラムの試験開始日を 0 日、No. 1～No. 4 カラムの試験終了日を 100 日とした経過日数を横軸、各成分の含有量を縦軸として表示した。

(a) アンモニア態窒素 (NH₄⁺-N、図-14)

アンモニアを使用した No. 1 では、その濃度が徐々に低下し初期の 1/3 になった。これに対し遅効性肥料である尿素を用いた No. 2～No. 4 では初期は低いが高くなる。70 日では 300～500mg/kg であった。エアースパーキング実験の結果（アンモニア使用、30 日で濃度 0 に低下）と比較して考えると遅効性肥料である尿素を用い、また栄養塩水を循環することで地盤中の栄養塩濃度をより有効にコントロールできると思われる。

(b) リン酸態リン (PO₄-P、図-15)

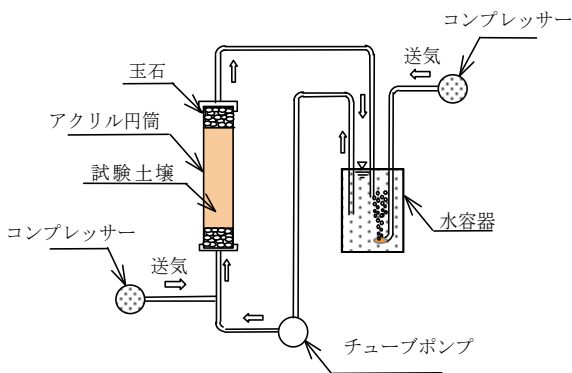


図-13 エアースパーキング・揚水循環併用実験装置

いずれも循環開始後、リン酸態リンの濃度が低下し、ごく低濃度（2～13mg/kg）で推移した。これは土壌に吸着されたためと考えられる。土壌に吸着したリン酸態リンがバイオレメディエーションに寄与するかどうかや、土壌吸着の分布範囲などの検討が必要と考えられる。

表-4 エアースパーキング・揚水循環併用実験ケース

カラム No.	栄養塩濃度 (mg/kg)	栄養塩の種類	実験日数		
			循環	循環+エア	濯ぎ
1	N 1000 P 100	N: アンモニア P: 第一リン酸カリウム	49	35	16
2	N 1000 P 100	N: 尿素 P: 第一リン酸カリウム	35	35	16
3	N 1000 P 500 K 800	尿素複合液肥 N:P:K=10:5:8 100 倍希釈液 (循環+エア開始時に 200 倍に希釈)	21	35	16
4	N 1000 P 500 K 800	尿素複合液肥 N:P:K=10:5:8 100 倍希釈液	14	42	16

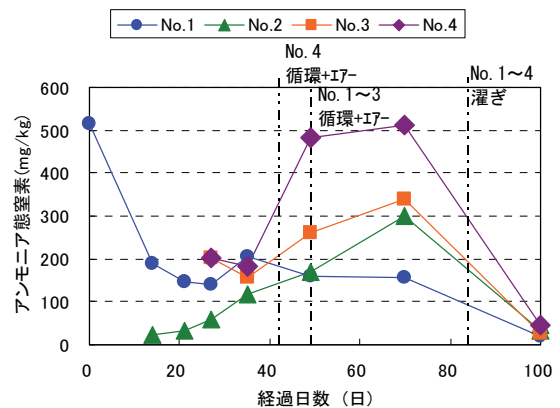


図-14 エアースパーキング・揚水循環併用実験における循環水のアンモニア態窒素濃度

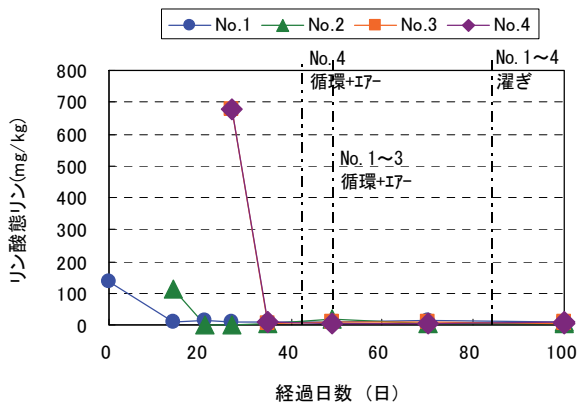


図-15 エアースパーキング・揚水循環併用実験における循環水のリン酸態リン濃度

当初の栄養塩水には含まれていないにもかかわらず、土壌中の循環により硫酸イオンは 1000~2000mg/kg まで増加しその後ほぼ一定値を保った。また当初の間隙水の硫酸イオンも微量であることから、硫酸イオンの増大は

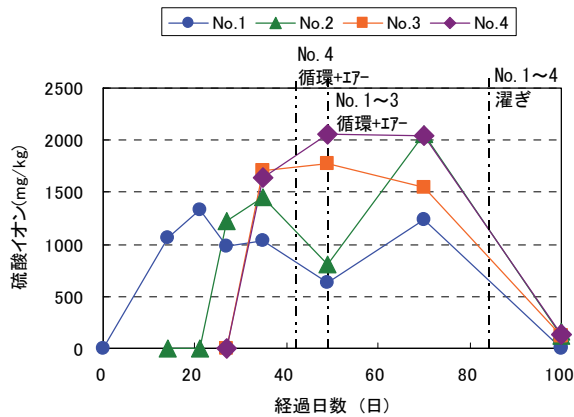


図-16 エアースパーキング・揚水循環併用実験における循環水の硫酸イオン濃度

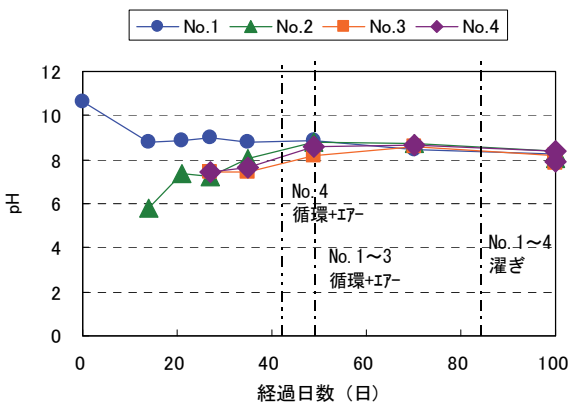


図-17 エアースパーキング・揚水循環併用実験における循環水の pH

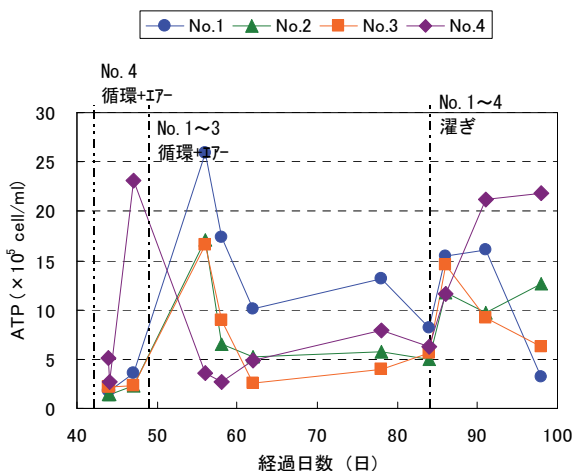


図-18 エアースパーキング・揚水循環併用実験における循環水の ATP

土壌の硫黄分もしくは土壌に吸着した硫黄分が酸化されて生じたと考えられる。硫酸イオンの増加は pH の低下につながり、過剰なエアアの供給は土壌の酸化を促進させ、微生物の活性を低下させる可能性があると考えられる。

(d) 溶存酸素濃度

間隙水の溶存酸素濃度は 4~8mg/l であり、好気性微生物が活性するのに必要と言われている 3mg/l 程度以上の濃度であった。これは循環水の水容器中でのエアレーションおよびカラム内土壌へのエアースパーキングの効果によるものである。

(e) pH (図-17)

アンモニアを用いた No. 1 では当初 pH 10.6 で経過とともに低下しほぼ pH 8.0 となった。アンモニウムイオンの減少と硫酸イオンの増加に伴って pH が低下したと考えられる。尿素を用いた No. 2~4 では逆に、当初 pH 5.8~7.4 であったものが、経過とともにほぼ pH 8.0 になった。実験中に上昇した各イオンの濃度は、灌ぎ後は循環中と比べ大幅に低下しており、灌ぎの効果が表れている。

d. 循環水の ATP 量 (図-18)

No. 1~4 について、栄養塩の循環のみを行った場合と比べ、送気を併用することにより ATP 量が上昇する傾向が見られた。その後、低下するが、送気開始前よりは ATP 量は増加し、ほぼ一定値を保っている。精製水により灌ぐと、ATP 量が上昇するケースや低下するケースがあり、一定の傾向は見られない。

また、栄養塩水や精製水の追加に応じて ATP 量が変化し、循環水の ATP 量は土壌中のバイオレメディエーション環境の管理の目安になると思われる。

e. 浄化後の油分濃度

図-19 に浄化前土壌油分量と「循環+エアースパーキング」で浄化した土壌(カラム No. 1~No. 4)の油分濃度の比較を示す。土壌の油分濃度は浄化前に 10120mg/kg であったものが、4010~6730mg/kg (40~67%) に低減

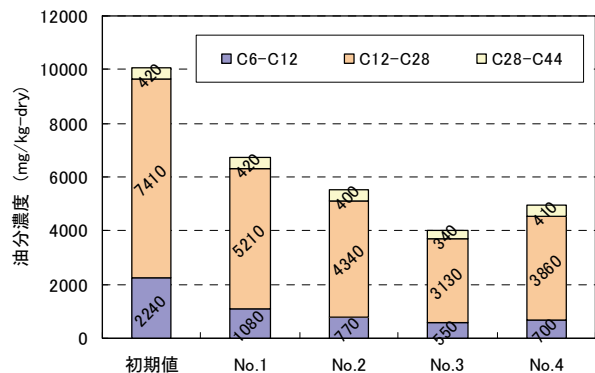


図-19 エアースパーキング・揚水循環併用実験後の油分濃度

しており浄化効果があったと判断される。

炭素数別に比較すると C6-C12 は 25~48%に、C12-C28 は 42~70%に、C28-C44 は 79~98%になっており、炭素数の少ない油分の低減が大きい。

栄養塩の種別で見ると、①No. 3：尿素複合液肥 200 倍希釈液→②No. 4：尿素複合液肥 100 倍希釈液→③No. 2：尿素+第一リン酸カリウム→④No. 1：アンモニア+第一リン酸カリウム、の順で油分低減が大きかった。

f. まとめ

エアースパージングだけでは効果のなかった高濃度油汚染土壌に対し、「栄養塩水循環とエアースパージングの組合せ」により油分濃度の低減の傾向が見られた。

これはエアールおよび栄養塩供給による油分の微生物分解とともに、エアールおよび水循環による土壌からの油分洗浄効果も作用した結果と考えられる。

土質、油分濃度、油種等で適用範囲に限度はあると思われるが、「砂質土、低濃度汚染、軽質油または VOC 類」を対象に原位置浄化工法として適用可能と思われた。

また、この方式では、地下水を循環使用するので栄養塩濃度、ATP 量等の状態を把握、管理しやすい利点がある。さらに、栄養塩注入濃度や種別の変更が可能であり、エアースパージング単独の施工よりも現場への適応性が優れていると考えられる。

5. あとがき

これまであまり実績のない飽和地盤における高濃度（10000mg/kg 程度）の油汚染土壌の原位置浄化工法の開発を進めている。操業中の工場等の構造物直下に浄化資材を供給する水平管の施工技術については HDD 工法を適用することにより見通しが立った。今回、その水平管を用いた浄化方法について、微生物浄化、エアースパージング等について室内実験により検討した。その結果、栄養塩水循環とエアースパージングの組合せにより油濃度を半分程度に低減できる可能性が見出された。

原位置浄化の場合、地上の構造物に影響を与えないように、地盤をあまり乱さずに浄化する必要がある。現時点では、対象地盤として透水係数の比較的大きな砂質土で、油分濃度、油種についても期待する浄化効果が得られる適用範囲に限度があると思われる。今後、さらに検討を加え、適用対象を広げていきたいと考えている。

なお、HDD 工法を用いた油汚染土壌の原位置浄化工法の開発は、積水化学工業(株)、日本ノーディグテクノロジー(株)と共同で取り組んだものである。HDD 工法を原位置浄化に適用する上での施工面に関しては、積水化学工業(株)と日本ノーディグテクノロジー(株)が主体となって開発した。

免震建物の微振動特性に関する研究

Dynamic Characteristics of Seismically Isolated Structures in Microtremor

山上 聡* 安井健治* 山田高之** 川井伸泰***

要旨

近年の地震被害を受け、製造施設や研究施設等の機能維持を図るために免震化を検討する機会が増えている。しかし、免震構造は、1) 地盤との相互作用が少なく地下へ逸散減衰が期待できない、2) 免震層による微振動の増幅特性が明らかでない等、常時の微振動による嫌振機器への影響が懸念されている。そこで、本研究では、免震建物の微振動特性を把握し予測評価技術と対策構法を確立する目的で、免震建物および免震装置における微振動特性の実測を行った。その結果、免震建物の微振動レベルにおける振動数は設計時の1.4~2.7倍程度であり、免震装置単体においては、微振動レベルにおいても $h=0.02$ 程度の減衰を有することがわかった。また、地盤振動の入力損失効果については山原の式において基礎長さに短辺方向の長さを用いることで、いずれの方向も精度良く評価できることがわかった。

キーワード：免震建物、微振動計測、RD法、入力損失フィルター

1. まえがき

近年の地震被害を受け、製造施設や研究施設等の機能維持を図るために免震化を検討する機会が増えている。しかし、精密機器等にとって免震構造は、1) 地盤との相互作用が少なく地下への逸散減衰が期待できない、2) 免震層による微振動の増幅特性が明らかでない等、常時の微振動による嫌振機器への影響が懸念されている。一方、免震建物における微振動特性を実測した例¹⁾は多くない。

本研究では、免震建物の微振動特性を把握し、予測評価技術と対策構法を確立する目的で、免震建物および免震装置における微振動特性の実測を行い、それらの計測結果から次の特性について評価・検討を行った(図-1)。

- i. 耐圧盤と免震層上部の計測結果から、免震建物の微振動レベルにおける振動特性
- ii. 基礎に固定された免震装置単体の計測結果から免

- iii. 地表面と耐圧盤の計測結果から、地盤振動の入力損失効果の特性

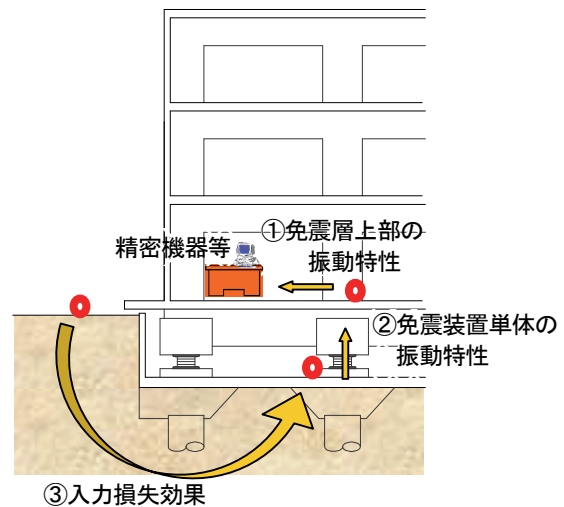


図-1 特性評価のイメージ

表-1 計測を行った建物概要

建物名称	A棟	B棟	C棟	D棟	E棟
構造/階数	RC造/4階	RC造/5階	WRPC造/2~5階	S造/3階	RC造/38階
建築面積	348 m ²	2,086 m ²	899 m ²	2,599 m ²	1,761 m ²
延べ床面積	1,330 m ²	7,998 m ²	2,937 m ²	5,224 m ²	37,412 m ²
免震装置	標準積層ゴム 25基 鋼棒ダンパー 12基	標準積層ゴム 35基 鉛入り積層ゴム 12基 鋼棒ダンパー 10基	高減衰積層ゴム 25基	鉛入り積層ゴム 27基 標準積層ゴム 14基	鉛入り積層ゴム 40基 標準積層ゴム 2基

*技術研究所 **技術本部建築部 ***東京支社建築設計部

以降これらの結果を順に報告する。

2. 測定概要

2.1 測定建物概要

微振動測定の対象とした建物の諸元を表-1に示す。免震建物の微振動応答特性を明らかにするために、免震装置の種類や建物規模および平面形状の異なる建物を選んだ。

A棟は既存の建物（1985 年竣工）であるが、今回の計測以外に竣工時に鋼棒ダンパーが有る場合と無い場合での微振動計測も行った。免震層上部における応答はA、B、C棟で計測した。免震装置の単体試験は施工中のD、E棟で行った。入力損失効果の検証は全棟で行った。

2.2 微振動測定方法

微振動計測にはサーボ型速度計を使用した。サンプリング周波数は100Hz または 200Hz、計測時間は 600 秒を標準とし3回以上計測した。なお、新設建物であるB、C、D棟については竣工直前に実施し、計測に際しては比較的風が弱く、建物内での作業をしていない時間帯を選んで実施した。測定位置は、地表面、耐圧盤上、1階床を対象とした。D、E棟で実施した免震装置の単体試験においては、基礎に固定された免震装置の上下で計測した。

3. 免震建物の微震動特性

3.1 耐圧盤と1階床の測定結果

免震装置の異なる、A、B、C棟の水平方向の計測結果について検討した。

a. 時刻歴波形

各建物で計測した速度波形（X方向：長辺方向）を図-2に示す。いずれの建物においても免震層上部に当たる1階床の速度レベルは、 4×10^{-3} cm/s $\sim 8 \times 10^{-3}$ cm/s 程度であった。

b. フーリエ・スペクトル比

微振動レベルにおける免震建物の応答特性を調べるため各建物における耐圧盤速度記録と1階床速度記録のフーリエ・スペクトル比を図-3に示す。スペクトル比の算定にあたっては、Parzen Windowを施した。

A棟：固有振動数は 1.0Hz でありスペクトル比は約 40 倍であった。スペクトル比を応答倍率とし応答倍率=1/2h として略算すると h=0.0125 程度と評価される。これはこの建物で用いられている標準積層ゴムと鋼棒ダンパーによる減衰と考えられる。

B棟：固有振動数は 2.37Hz、フーリエ・スペクトル比は8倍程度であった。スペクトル比から略算すると h=0.06 程度と評価される。鉛入り積層ゴムは、標準積層ゴムと鋼棒ダンパーの組合せに比べ

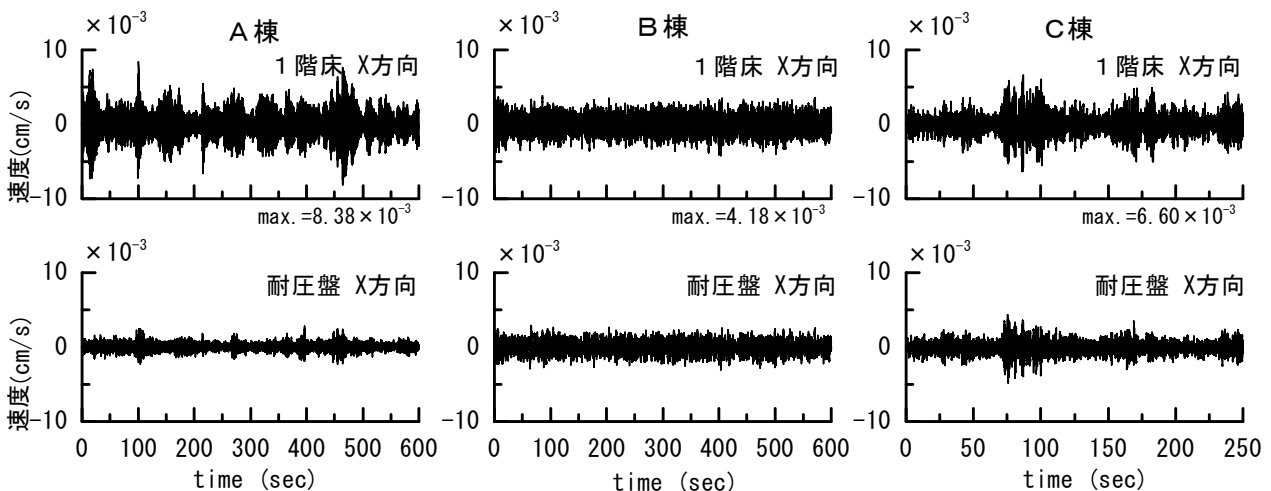


図-2 時刻歴波形

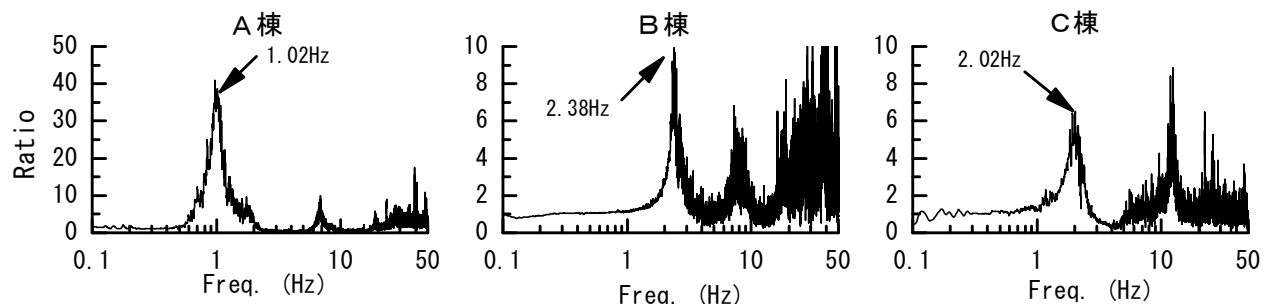


図-3 フーリエスペクトル比（1階床/耐圧盤）

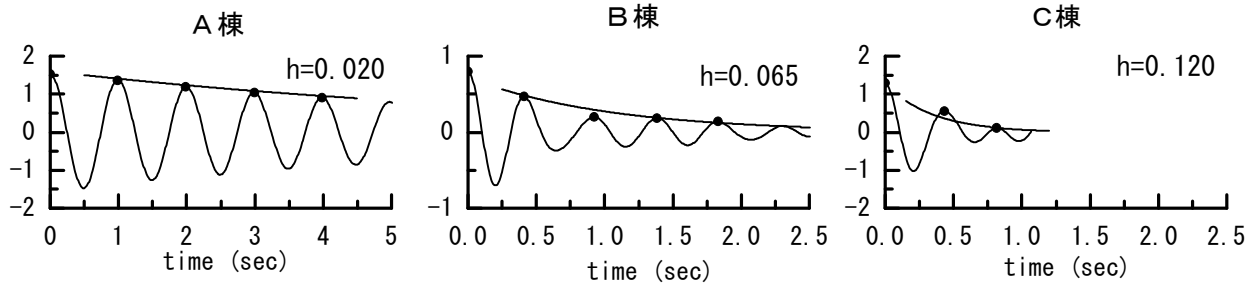


図-4 RD法を用いた評価（1階床）

表-2 実建物の微振動計測結果と設計振動数の比較

免震装置	A棟		B棟	C棟
	標準積層ゴム	標準積層ゴム 鋼棒ダンパー	標準積層ゴム 鉛入り積層ゴム U型鋼棒ダンパー	高減衰積層ゴム
設計振動数 (Hz)	0.47	0.70	0.86	0.75
計測振動数 (Hz)	0.68	0.98	2.37	2.00
計測/設計比	1.45	1.4	2.74	2.67

て、微小振幅レベルから減衰性能を有することが推測される。

C棟：固有振動数は 2.0Hz、スペクトル比は 5 倍程度であった。スペクトル比から略算すると $h=0.10$ 程度と評価される。高減衰積層ゴムは微小振幅レベルから減衰性能を有することが分る。

c. RD法による減衰性能評価

免震層の減衰特性を調べるために RD法²⁾ を用いて評価した。RD法により求めた自由振動波形を図-4 に示す。

A棟：RD法による減衰定数は $h=0.020$ であった。

B棟：RD法による減衰定数は $h=0.065$ であった。

C棟：RD法による減衰定数は $h=0.120$ であった。

いずれの場合も、スペクトル比から略算した減衰評価とよくあっている。

3.2 設計振動数との比較

免震建物の微振動計測結果と設計振動数の比較を表

-2 に示す。計測結果は竣工時のものを用いており、A棟では鋼棒ダンパーが有る状態と無い状態で計測されている。また、設計振動数を算出する際の免震層の剛性は各免震装置の設計剛性（標準積層ゴムは $\gamma=100\%$ 時の剛性、鉛入りおよび高減衰積層ゴムは $\gamma=100\%$ 時の一次剛性、鋼棒ダンパーは初期剛性）におけるものを用い、建物質量は計測時の実状に見合った質量に補正した。表-2 から、微振動レベルでの計測振動数と設計振動数の比は建物により異なり、免震建物の微振動レベルでの特性を一概には評価できないことがわかる。この要因には、設備配管等の影響のほか、免震装置により微振動レベルの特性が異なることが考えられる。

そこで、免震装置単体を対象に実施した微振動計測および自由振動試験を行い、微振動レベルにおける免震装置単体の剛性を評価する。

4. 免震装置単体の微振動特性

表-3 単体試験に用いた免震装置の諸元

		天然ゴム系積層ゴム		鉛プラグ入り積層ゴム			
		RB650	RB700	LRB600	LRB650	LRB1200	LRB1300
せん断弾性率 (G)	N/mm ²	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39
ゴム外形	mm	650	700	600	650	1200	1300
ゴム内径 (鉛プラグ径)	mm	70	70	(130)	(140)	(240)	(260)
ゴム層厚×層数	mm×層	4.2×38	4.5×36	4.0×40	4.2×38	8.0×30	8.7×30
ゴム総厚	mm	159.6	162.0	160.0	159.6	240.0	261.0
1次形状係数		34.5	35.0	37.5	38.7	37.5	37.4
2次形状係数		4.1	4.3	3.8	4.1	5.0	5.0
鉛直剛性 Kv	10 ³ kN/m	2214.0	2565.0	2207.0	2655.0	5890.0	6347.0
水平剛性 Kh (設計剛性)	10 ³ kN/m	0.795	0.910	9.090	10.700	24.100	25.920
上部質量	kg	467.8	540.1	422.1	462.2	1236.2	1310.2
積層ゴム本体質量	kg	359.1	483.4	354.3	402.6	1273.5	1966.6

4.1 単体試験概要

単体試験に用いた各免震装置の諸元を表-3に示す。試験を行ったのは標準積層ゴム2体（RB650、700）、鉛入り積層ゴム4体（LRB600、650、1200、1300）の計6体である。

建設中の免震建物において、基礎上に固定された免震装置を対象に、微振動計測（基礎上と免震装置頂部）と、免震装置の頭部をゴムハンマーで軽く叩いて加振した自由振動計測を行った（写真-1）。

4.2 微振動計測結果

微振動測定から得られた免震装置の上下でのスペクトル比の一例を図-5に示す。標準積層ゴム（RB650）の1次固有振動数は7.4Hz、鉛入り積層ゴム（LRB650）は56Hzであった。鉛入り積層ゴムは、鉛コアの剛性の寄与によりかなり高い振動数となっている。

また、応答倍率から概略評価すると、標準積層ゴムの減衰定数は $h=0.02$ 程度、鉛入り積層ゴムの減衰定数は $h=0.03$ 程度と推定される。鉛入り積層ゴムは、微振動レベルにおいても減衰性能を発揮していると思わせる。

4.3 自由振動計測結果

積層ゴム支承頂部を打撃した際の自由振動波形とそのフーリエ・スペクトルの一例を図-6に示す。

自由振動の卓越振動数は、標準積層ゴム（RB650）では7.3Hz、鉛入り積層ゴム（LRB650）は55Hzであり、微動計測結果と良く一致している。自由振動波形から対数減衰率で算出した減衰定数は、標準積層ゴムは $h=0.02$ 程度、鉛入り積層ゴムでは $h=0.024$ 程度であった。鉛入り積層ゴムは地震時に想定される減衰性能（等価粘性減衰係数 $heq=0.25$ 程度）には及ばないものの、微振動のレベルにおいても標準積層ゴム以上の減衰性能を発揮することが確認された。

4.4 微振動時の剛性評価

計測で得られた免震装置単体の固有振動数から、微振動レベルでの免震装置の剛性（計測剛性）を算出し設計剛性と比較した。

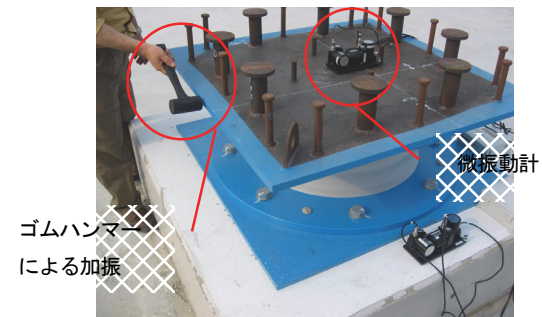


写真-1 単体試験状況

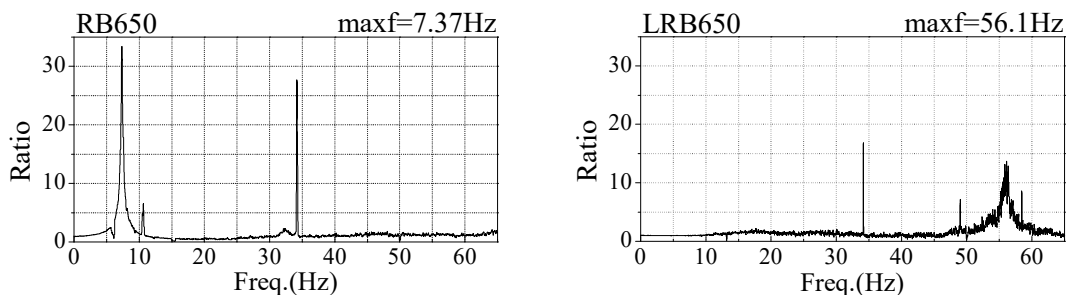


図-5 常時微動の計測結果

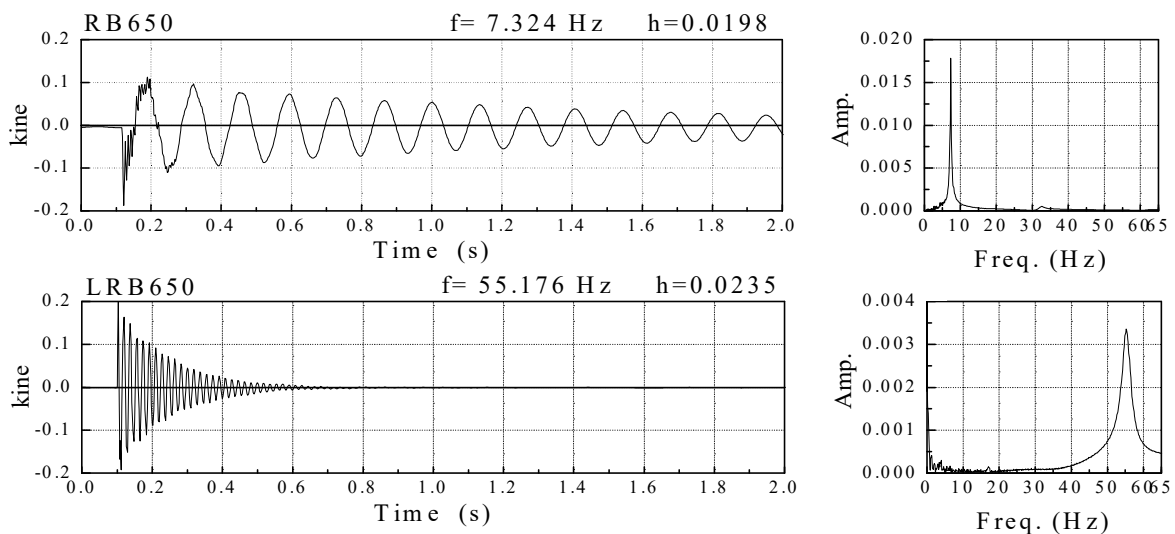


図-6 自由振動の計測結果

表－4 計測結果と剛性比

	天然ゴム系積層ゴム		鉛プラグ入り積層ゴム			
	RB650	RB700	LRB600	LRB650	LRB1200	LRB1300
有効質量 N	5757.5	6871.6	5249.0	5844.2	16275.1	19264.3
設計剛性 10^3kN/m	0.795	0.910	9.09	10.70	24.10	25.92
計測振動数(平均) Hz	7.39	7.20	49.39	55.66	42.00	40.00
計測剛性 10^3kN/m	1.264	1.434	51.99	72.90	115.57	124.08
剛性比(計測/設計)	1.59	1.58	5.72	6.81	4.80	4.79
面積比(Ap/Ar)			0.049	0.049	0.042	0.042

注 Ap：鉛プラグ断面積 Ar：積層ゴム断面積

計測剛性 (K_k) は、計測振動数 (f) をもとに

$$K_k = (2\pi f)^2 M \quad (1)$$

によって算出した。このとき、積層ゴム本体はせん断変形するとして全質量の 1/3 を有効質量と仮定し、積層ゴム上部のフランジプレートとスタッド類は剛体として、両者の合計を質量 (M) とした。

計測振動数から上記によって算出した剛性を、設計剛性と比較して表－4 に示す。ここでの設計剛性は、標準積層ゴムは 100%歪み時の等価剛性、鉛入り積層ゴムは 100%歪み時の解析用復元力モデルの第 1 剛性(接線剛性の 13 倍)である。

微振動レベルにおける免震装置単体の水平剛性は、標準積層ゴムは設計剛性の 1.6 倍程度、鉛入り積層ゴムにおいては 4.8~6.8 倍となった。標準積層ゴムの剛性は振幅による影響が小さく、設計剛性に対する比率は装置の大きさによらずほぼ一定である。一方、鉛入り積層ゴムは微小な振幅レベルでは剛性が高く、設計モデルの剛性とは大きく異なることが分かった。また、鉛入り積層ゴムはサイズにより剛性比に差異が見られる。これは、免震装置の積層ゴム断面積における鉛プラグ断面積の割合が、影響していると考えられ、鉛プラグの占める割合が低くなるほど剛性倍率も低くなる傾向がある。

5. 入力損失効果の検証

免震建物の微振動レベルを設計段階で予測評価するためには、事前に計測が可能な地表面の微振動データか

ら基礎への実効入力を適切に評価する必要がある。地盤と基礎との間の動的相互作用により、構造物に対する振動入力には小さくなること(入力損失効果)が知られている³⁾。そこで、この入力損失効果を適切に反映した伝達関数(入力損失フィルター)が得られれば、地表面の計測値にこれに乗じることで、構造物の基礎に対する振動入力を予測評価することが可能となる。

ここでは、地表面から耐圧盤への微振動レベルでの入力損失効果を検証するため、表－1 に示した 5 棟の建物を対象に地表から耐圧盤への伝達特性の検討を行った。表－5 に計測を行った建物の基礎形状(耐圧盤)の概要を示す。各建物の規模と耐圧盤の形状の比較並びに耐圧盤底の深さと、P S 検層から得られた耐圧盤底面でのせん断波速度 V_s を示してある。表に示すように基礎形状は長辺と短辺の長さの比がさまざまなものとなっている。

5.1 微振動計測

計測器には前述と同様に、微振動を長周期成分まで精度良く計測するためにサーボ型速度計を用いた。

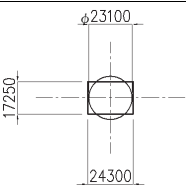
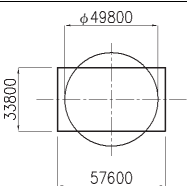
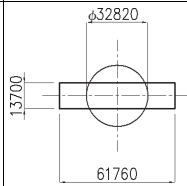
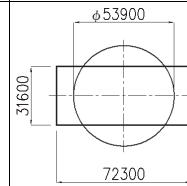
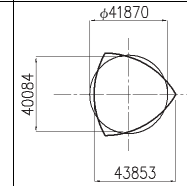
各計測は、サンプリング周波数 100Hz または 200Hz、計測時間 5 分または 10 分間を目安として実施している。

計測器の方向については建物軸にあわせるものとし長辺方向を X 軸、短辺方向を Y 軸、上下方向を Z 軸とした。

5.2 入力損失フィルターの検討

伝達関数の特性評価は各計測記録において地表計測点(入力)と耐圧盤計測点(出力)における速度記録のフーリエスペクトルから求めた。このときの伝達関数を算出するにあたり Hanning Window によるスペクトルの平滑化

表－5 入力損失フィルターの検証を行った建物の概要

建物名称	A 棟	B 棟	C 棟	D 棟	E 棟
建築面積	348 m ²	2,086 m ²	899 m ²	2,599 m ²	1,761 m ²
寸法比較(mm) 円は等価面積を示す					
基礎深さ(mm)	1300	2700	2300	1700	5700
Vs (m/sec)	168	270	50	270	230

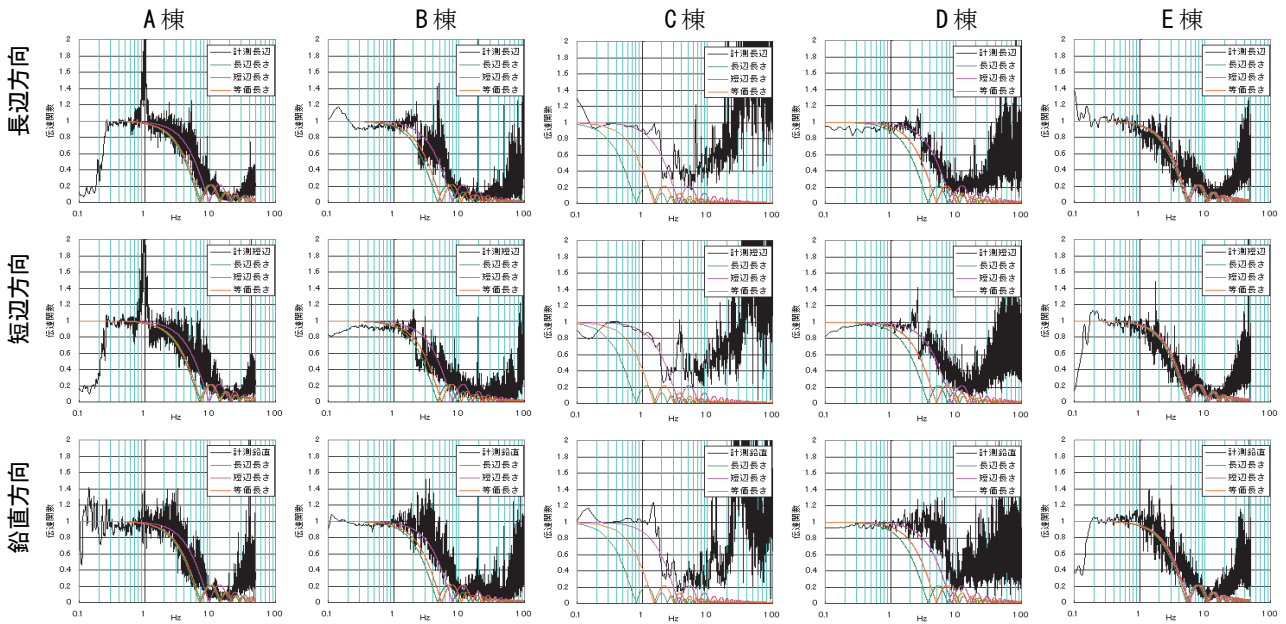


図-7 入力損失フィルターの評価

を行った。

計測から得られた伝達関数と入力損失フィルターの評価式を図-7に示す。図中、評価式は山原の式⁴⁾

$$\eta(f) = \left| \frac{2V_s \sin \frac{B\omega}{2V_s}}{B\omega} \right| \quad (2)$$

※ B : 基礎長さ、 V_s : 地盤せん断波速度

を参考にし、基礎長さ B については、耐圧盤の長辺長さ・短辺長さ・等価面積の直径のそれぞれとした場合の値を併記した。鉛直方向については様々な提案式が出されているが、ここでは水平方向と同じ係数を用いた評価式を適応してみた。

今回の5棟の計測結果においては、長辺方向・短辺方向とも基礎の短辺長さをを用いた値が最も精度良く評価できるといった結果であった。また、鉛直方向についても水平方向と同様に、短辺長さと V_s をを用いた式で精度良く評価できた。

実用性を考慮すると、入力損失フィルターは式(2)の各ピークを包絡した曲線とすることが望ましいと考えられる。

6. まとめ

実際の免震建物において微振動測定を実施し以下のことが分った。

- i. 微振動時の固有振動数は設計で想定する値より高く、標準積層ゴム仕様で1.4倍程度、鉛入り積層ゴムまたは高減衰積層ゴム仕様では2.7倍程度となる
- ii. 標準積層ゴム、鋼棒製ダンパーの微振動レベルにおける減衰性能は小さい
- iii. 鉛入り積層ゴム、高減衰積層ゴムは微振動レベルにおいても減衰性能を発揮する

iv. スペクトル比から略算した減衰評価とRD法による減衰評価はよく対応した

v. 積層ゴム単体の微振動計測および自由振動試験の結果、微振動レベルにおける標準積層ゴムの剛性は設計剛性の1.6倍、鉛入り積層ゴムでは4.8~6.8倍であった

vi. 地表面から基礎底面への入力損失フィルターは、山原の式において基礎長さに短辺方向の長さを用いることで、いずれの方向も精度良く評価できる

7. あとがき

今後も計測を増やしデータを蓄積することで、免震建物における微振動の入力から応答までの特性を把握し、建物レベルでの予測評価精度の向上に繋げたい。

本研究に際しては東京大学生産技術研究所藤田隆史教授に終始助言をいただいた。記して謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 江利川俊明、藤田隆史、北村春幸、安田正志、古江慶祐、「免震建物の常時微動性状 その1 免震建物の常時微動測定」、建築学会大会梗概集 D-1、pp. 311-312、2000.9
- 2) 田村幸雄、佐々木淳、塚越治夫、「RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価」、日本建築学会構造系論文集、第454号、pp. 29-38、1993.12
- 3) 山原 浩、「地震時の地動と地震波の入力損失(第1報)」、建築学会論文報告集 165号、pp. 61-66、1969.11
- 4) 土質工学会、「土と構造物の動的相互作用」、土質基礎工学ライブラリー9、p. 141

鉄筋コンクリート L 形断面コア壁の 構造性能に関する実験的研究

— その 2 コンクリート強度と拘束範囲を変動因子とした実験 —

Experimental Study on Structural Performance of R/C Shear Walls with L Shaped Section

- Part 2 Experiment Using Concrete Strength and Confined Area as Variables -

舟木秀尊* 細矢 博* 岡 靖弘** 上 寛樹***

要 旨

センターコア壁と外周フレームを組み合わせた架構形式に用いる L 形のコア壁を対象として、その耐力や変形性能を適切に評価するために加力実験を行った。これまで実施したものに加えて、新たにコンクリート強度と軸力比を因子とし、さらに L 形コア壁の柱型拘束筋を合理化した 2 体の試験体について 45° 方向の加力実験を行った。その結果、両試験体は想定通り曲げ破壊し、正負加力時とも限界変形角は $R=1/33$ であり、十分な変形性能と柱型の拘束効果を確認することができた。また、曲げ耐力は柱型拘束筋の拘束効果を適切に評価することで、ファイバーモデルによる断面解析により精度良く評価できることがわかった。

キーワード：L 形コア壁、鉄筋コンクリート、変動軸力、構造性能、ファイバーモデル

1. まえがき

近年、都市型集合住宅の需要が高まるにつれて、超高層鉄筋コンクリート造建物が増加している。その中で、自由度の高い居住スペースの設計が可能な図-1に示すセンターコア壁構造が採用されるケースが増えている。本研究では、この架構形式に用いるコア壁を対象として、その耐力や変形性能を適切に評価するための設計資料を得るために加力実験を行った¹⁾。隅角部および壁端部に設けた柱型の拘束方法や L 形コア壁の加力方向に着目したこれまでの実験結果をもとに、新たに 2 体の試験体 (L-5、L-6) で加力実験を行い、構造性能を検討した。

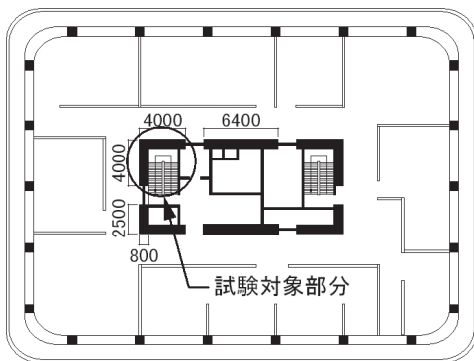


図-1 検討対象架構の平面イメージ

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は、30 階建ての鉄筋コンクリート造建物を想定し、そのコア壁構造の脚部 4 層分を約 1/6 に縮小した L 形コア壁で、壁厚 $D=134\text{mm}$ 、壁せい $L=670\text{mm}$ 、加力点高さ $H=2140\text{mm}$ とした。試験体の配筋図を図-2および図-3に、諸元を表-1に示す。変動因子はコンクリート強度と配筋であり、コンクリート強度は、L-5 では設計基準強度 80N/mm^2 、L-1、L-2 および L-6 では 60N/mm^2 とした。隅角部と端部では柱型のように横拘束筋で拘束した。隅角部柱型の拘束範囲は全試験体で $2D$ (D : 壁

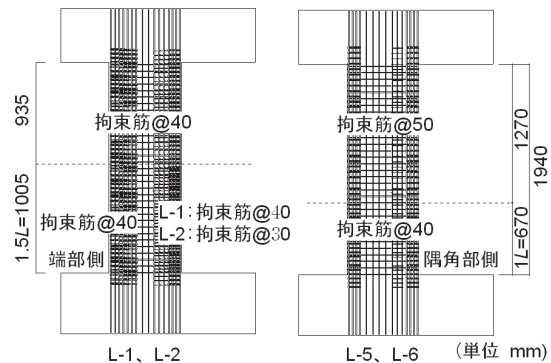


図-2 試験体配筋図 (立面)

*技術研究所 **東京支社建築設計部 ***技術本部建築部

厚)とし、端部柱型の拘束範囲についてはL-1とL-2では2Dとし、L-5とL-6では1Dとした。また、L-5とL-6の隅角部柱型の拘束範囲も2Dであるが、そこを1Dごとに分けて拘束した。また、L-5とL-6では柱型内に芯筋を配し、隅角部柱芯筋にはD16(USD685)を、端部柱芯筋にはD16(SD490)を用いた。柱主筋にはD10(SD390)を、隅角部と端部の間の非拘束領域(以降、壁部)に配した縦筋と横筋にはD6(SD390相当)を用いた。また、拘束筋にはL-1とL-2ではD4(SD295相当)を、L-5とL-6では高強度のD4(USD785相当)を用いた。

2.2 使用材料

試験体に使用したコンクリートと鉄筋の実験日における材料試験結果をそれぞれ表-2と表-3に示す。各値は3つの試験片の平均値である。コンクリートの弾性係数Eは1/3割線剛性で求め、降伏点不明確でない鉄筋の降伏強度σは0.2%オフセット法で求めた。各鉄筋の断

面積については、D4は12.57mm²とし、その他の鉄筋は公称断面積を用いた。

2.3 加力方法

加力装置図を図-4に示す。鉛直方向の油圧ジャッキとアクチュエータにより軸力を与え、水平方向のアクチュエータにより正負交番繰返しせん断力を与えた。加力履歴は変形角R(上下スタブ間の水平相対変位δを加力点高さHで除した値)で制御し、変形角R=±1/800を1回、±1/400、±1/200、±1/100、±1/67、±1/50を各2回、±1/33を1回繰返した後、正加力方向に片押しした。軸力は、想定した建物の地震時の変動状況を予め解析により求め、これを図-5に示すような履歴に単純化し、せん断力に対応させて制御した。軸力は変動軸力とし、L-1、L-2およびL-5では軸力比にしてη=0~0.4、L-6では0~0.45の範囲で与えた。加力方向は正加力時に隅角部が圧縮となる斜め45°方向とした。

表-1 試験体の緒元

試験体名		L-1	L-2	L-5	L-6
断面寸法	壁厚 D	134			
	壁せい L	670			
内法高さ	h(mm)	1940			
加力点高さ	H(mm)	2140			
コンクリート強度	Fc(N/mm ²)	60		80	60
端部柱型	柱筋	16-D10(SD390)		10-D10(SD390)+2-D16(SD490)	
	pg(%)	3.16		3.36	
	面内	3-D4(SD295)@40		3-D4(SD785)@40	
	面外	7-D4(SD295)@40		4-D4(SD785)@40	
隅角部柱型	柱筋	26-D10(SD390)		26-D10(SD390)+4-D16(USD685)	
	pg(%)	3.43		4.92	
	突出面内	2-D4(SD295)@40		2-D4(SD785)@40	
	突出面外	3-D4(SD295)@40		3-D4(SD785)@40	
壁筋	鉛直方向	2-D6(SD390)@56		2-D6(SD390)@61	
	水平方向	2-D6(SD390)@60			
	初期軸力比	0.15FcAw			
	加力時の変動軸力比	0~0.4FcAw	0~0.4FcAw	0~0.4FcAw	0~0.45FcAw
加力方向		45°			

ただし、拘束筋の配筋ピッチは下部範囲について記述しており、全体の配筋ピッチは図-2を参照

表-2 コンクリートの材料試験値

試験体	設計基準強度(N/mm ²)	圧縮強度(N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ(%)	割裂強度(N/mm ²)	弾性係数(×10 ³ N/mm ²)
L-1	60	58.9	-	4.2	31.5
L-2	60	67.1	0.27	4.6	37.0
L-5	80	89.8	0.29	4.2	37.8
L-6	60	65.5	0.28	4.1	32.7

表-3 鉄筋の材料試験値

試験体	呼び名(材質)	降伏強度(N/mm ²)	降伏ひずみ(%)	引張強度(N/mm ²)	弾性係数(×10 ³ N/mm ²)
L-1	D4(SD295)	388	0.22	531	180
	D6(SD390)	421	0.25	568	172
	D10(SD390)	431	0.28	588	172
L-2	D4(SD295)	401	0.20	559	193
	D6(SD390)	486	0.25	631	191
	D10(SD390)	410	0.22	638	191
L-5 L-6	D4(SD785)	927	0.51	1027	183
	D6(SD390)	446	0.24	617	188
	D10(SD390)	435	0.23	600	186
	D16(SD490)	538	0.29	698	189
	D16(USD685)	733	0.38	921	193

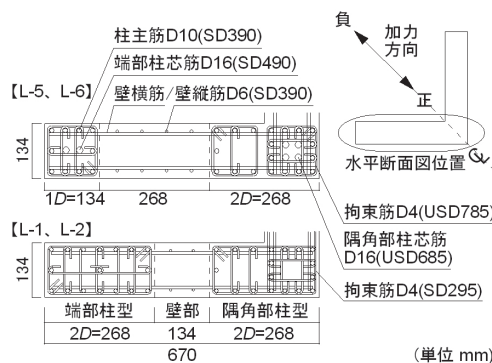


図-3 試験体配筋図(平面)

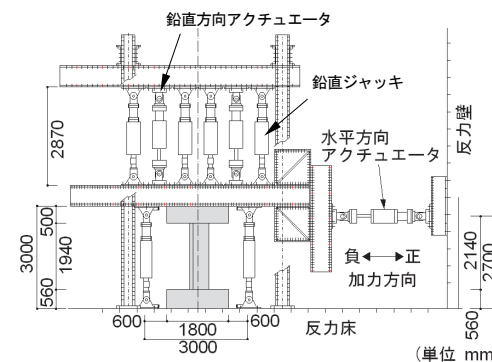


図-4 加力装置図

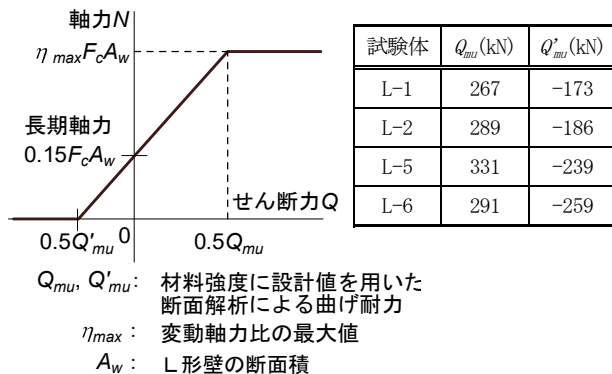


図-5 変動軸力の加力履歴

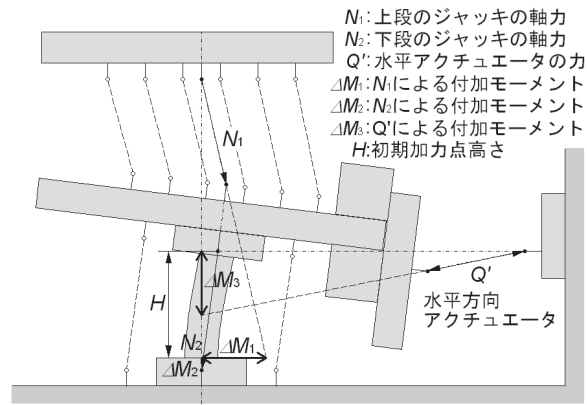
3. 実験結果

3.1 荷重－変形角関係

この実験における加力方法では、試験体の変形角が大きくなるにつれ、図-6に示すようにアクチュエータとジャッキには傾きが生じる。軸力を与える鉛直方向のジャッキとアクチュエータが傾くと、水平方向成分の力が生じるため、試験体脚部に付加曲げモーメントが生じる。また、水平方向のアクチュエータが傾くと、その作用線と初期の加力点高さに差が生じるため、付加曲げモーメントが生じる。既報¹⁾では鉛直ジャッキの影響について、軸力による付加せん断力(P-δ効果)は生じていないと考えていた。本報では鉛直ジャッキによる影響を見直し、鉛直ジャッキと水平アクチュエータによる付加曲げモーメントの和を、初期の加力点高さで除した値を付加せん断力とし、水平方向のアクチュエータの測定値に加えて、せん断力を補正した。

各試験体の荷重－変形角関係を図-7に示す。なお、荷重は補正した水平せん断力Qである。Fc 60 のL-1 とL-2 では R=-1/400 の時に隅角部に曲げひび割れが発生した。R=+1/200 に隅角部脚部に圧壊が発生し、隅角部柱主筋が圧縮降伏した。R=+1/67 に隅角部脚部から中段部にかけて圧壊が進展し、R=+1/33 に最大耐力を示し、その後耐力は低下した。Fc 80 のL-5 では、R=-1/800 の

時に隅角部に曲げひび割れが発生した。R=+1/200 に隅角部脚部に圧壊が発生し、隅角部柱主筋が圧縮降伏し、R=+1/67 に端部柱主筋が引張降伏した。正加力時、負加力時ともに R=1/33 に最大耐力を示した。Fc 60 のL-6 は、L-5 とほぼ同様の破壊性状を示し、最大耐力についてもほぼ同じ値を示した。また、L-1 およびL-2 と比較すると、L-6 は同様の破壊性状を示しており、最大耐力についても、正加力時はほぼ同じ値を示し、負加力時はL-1 とL-2 のおよそ1.5倍の値を示した。また、L-5 は他の試験体よりも高強度のコンクリートを用いたにもかかわらず、最大耐力に差が見られなかった。



$$\text{補正せん断力 } Q = Q' + (\Delta M_1 + \Delta M_2 - \Delta M_3) / H$$

図-6 水平せん断力の補正概念図

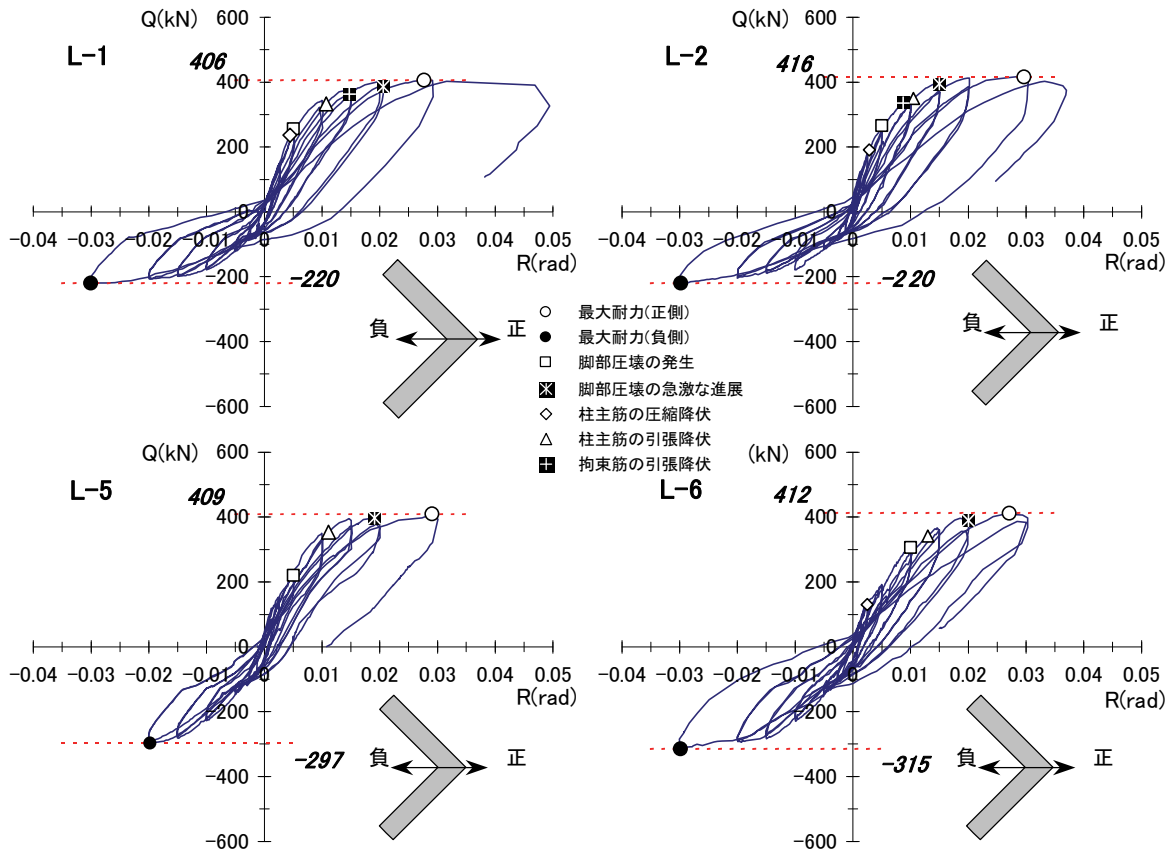


図-7 荷重－変形角関係

3.2 破壊性状

各試験体の $R=1/100$ および最終のひび割れ状況を図-8に示す。L-1では、 $R=-1/800$ 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、 $R=+1/200$ 時に隅角部柱主筋の圧縮降伏および壁脚部においてコンクリートの圧壊が発生した。 $R=+1/50$ 時において隅角部の拘束筋が降伏したことで隅角部のかぶりコンクリートの圧壊が進行し、 $R=+1/33$ 時に最大耐力に達した。その後、 $R=+1/20$ までの片押しで隅角部脚部における圧壊領域の拡がり、せん断力および軸力が低下した。隅角部の拘束筋をL-1より密に配筋したL-2では、 $R=-1/400$ 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、 $R=+1/200$ 時に隅角部柱主筋の降伏および壁脚部における圧壊が発生した。 $R=+1/100$ 時に隅角部拘束筋が引張降伏し、 $R=+1/33$ で最大耐力に達した。その後は、隅角部脚部における圧壊領域の拡がりとともに、耐力が低下した。

端部の拘束領域を小さくし、隅角部および端部に芯筋を配した試験体の破壊性状は、他の試験体よりもコンクリート強度が高いL-5では、 $R=-1/800$ 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、 $R=+1/200$ 時に隅角部柱主筋の降伏および壁脚部における圧壊が発生した。正加力側は $R=+1/33$ 、負加力側は $R=-1/50$ まで加力したが、耐力の低下は見られなかった。L-5と配筋は等しく、L-1やL-2と同じコンクリート強度としたL-6では、 $R=-1/800$ 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、 $R=+1/200$ 時に隅角部柱主筋の降伏、 $R=+1/100$ 時壁脚部における圧壊が発生した。正加力側、負加力側ともに $R=1/33$ まで加力したが、耐力の低下は見られなかった。

最終のひび割れ状況を見ると、拘束筋に高強度の鉄筋を用いたL-5およびL-6は、L-1およびL-2に比べると圧壊領域の広がりが小さい一方、隅角部の脚部にせん断による鉛直方向のひび割れが生じている。この理由の1つとして、隅角部の拘束範囲2Dを1Dごとに分けて拘

束したことにより、その間の領域のせん断補強筋が不足し、軸力が大きいためにせん断によるひび割れが生じたことが考えられる。

3.3 壁脚部のひずみ分布

壁脚部に変位計を設置し、測定した鉛直変位により求めたL-5とL-6の正加力時における平均ひずみ分布を図-9に示す。両試験体ともに直線状のひずみ分布を示しており、平面保持が成立している。また、正加力時の壁脚部の柱主筋のひずみ分布を図-10に示す。測定位置は脚部から20mmの高さであり、ひずみゲージにより測定した値である。なお、図中の破線は柱主筋の降伏ひずみ(L-5とL-6:0.23%、L-2:0.22%)を示している。いずれの試験体も、変形角が小さいうちは柱主筋のひずみが直線上に分布しており、概ね平面保持が成り立っている。変形角が $1/200$ より大きくなると、L-5とL-6では拘束筋を1Dごとに分けた位置(C6-C9間)を境界として主筋ひずみが大きくなっており、隅角部の拘束範囲2Dを一体で拘束したL-2と比べて分布傾向に若干の違いが見られる。この付近では隅角部の脚部に鉛直ひび割れが生じており、それによる影響と推察される。また、隅角部と端部に高強度の柱芯筋を配したが、外周部の柱主筋のひずみの進行から類推すると、曲げ耐力の向上に寄与していたと考えられる。

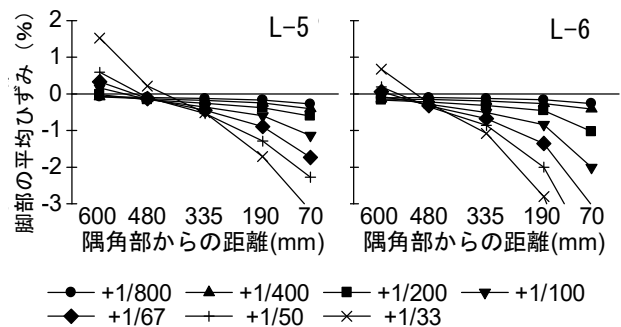


図-9 壁脚部の平均ひずみ分布

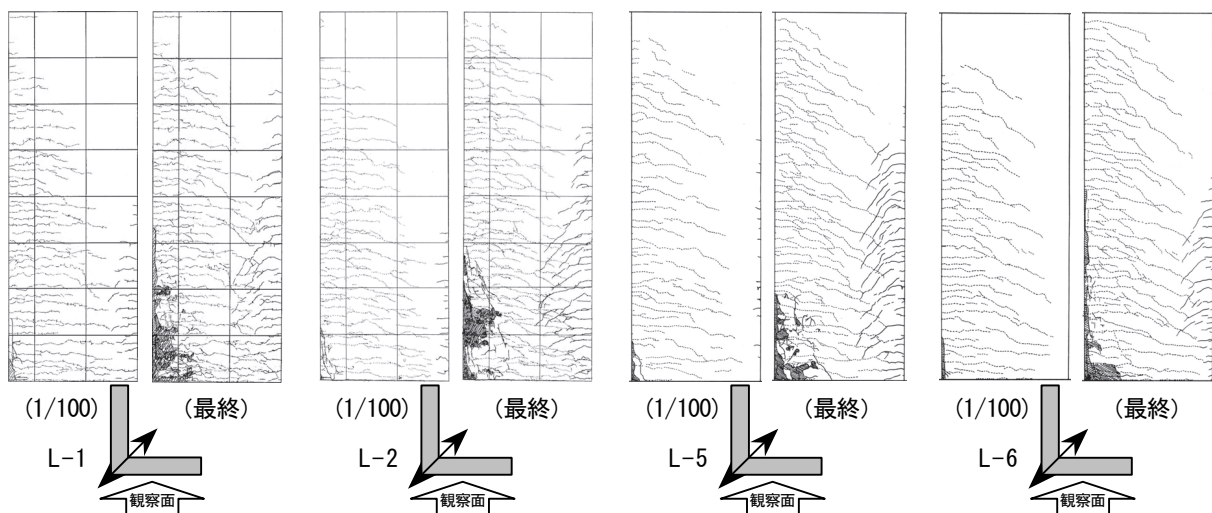


図-8 各試験体のひび割れ状況

3.4 拘束筋のひずみ分布

正加力時の壁脚部の拘束筋のひずみ分布を図-11 に示す。測定位置は脚部から 40mm の高さであり、壁厚方向のひずみ分布を示している。なお、図中の破線は拘束筋の降伏ひずみ (L-5 と L-6 : 0.50%, L-2 : 0.20%) を示している。いずれの試験体においても、正加力時に圧縮を受ける隅角部拘束筋のひずみが大きく、負加力時に圧縮を受ける端部拘束筋のひずみの増大はあまり見られなかった。L-2 は $R=+1/100$ の時に隅角部の拘束筋 (H15) が降伏し、その後のサイクルで急激にひずみが増大している。最終的には隅角部の拘束筋のほとんどが降伏している。また、図には示していないが、壁厚方向の拘束筋は隅角部に近い程ひずみが大きくなっており、壁せい方向のひずみは壁厚方向のひずみほど大きくならなかった。L-5 と L-6 では、拘束筋に高強度鉄筋 (USD785) を用いたため、ひずみは小さく降伏には至らなかった。最終サイクルにおいて、拘束筋に普通強度鉄筋 (SD295) を用いた L-2 では降伏ひずみに達していたが、L-5 と L-6 では拘束筋は高応力に達して隅角部を十分に拘束したものの、拘束筋の降伏強度には達せず、降伏強度の規格値に相当する拘束効果は得られていなかったものと考えられる。

3.5 包絡線の比較

荷重と変形角の関係について、拘束範囲等を因子とした L-1、L-2 と L-6 を、コンクリート強度を因子とした L-5 と L-6 の包絡線を比較して図-12 に示す。L-1 と L-2 は $R=+1/33$ までは同等の耐力と変形性能を有している。端部の拘束範囲を小さくし、隅角部および端部に芯筋を配筋した L-6 は、L-1 および L-2 と比べ、正加力時は同等の耐力を示しているが、負加力時はおよそ 1.5 倍の耐力を示し、隅角部に配した高強度の芯筋による引張力が耐力の増加に影響していると考えられる。また、L-6 よりも高強度のコンクリートを用いた L-5 は、正加力時、負加力時ともに L-6 と同等の耐力を示し、コンクリート強度の違いによる影響はあまり見られなかった。この原因としては、L-5 と L-6 の試験体では隅角部と端部に柱芯筋を加えたことにより過密配筋となり、実構造物に適用するには支障はないが、本研究の縮小試験体ではコンクリートの充填性が悪くなり、試験体のコンクリート強度が想定通りに発現していなかったとも考えられる。

3.6 曲げ強度

試験体はすべて曲げ破壊したことから、曲げ強度を計算し、実験値と比較することによって評価する。曲げ強度の計算方法は断面解析とし、平面保持を仮定したファイバーモデルを用いて行った。鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性型とした。コンクリートの応力-ひずみ関係は図-13 に示す Kent-Park モデル²⁾ を修正して解析を行った。Kent-Park モデルでは最大強度時のひずみは拘束領域、非拘束領域ともに 0.2% とされているが、今

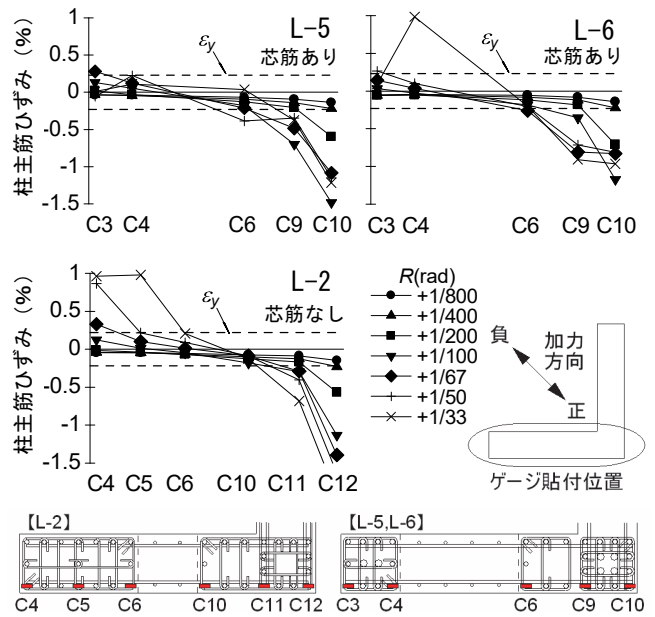


図-10 柱主筋ひずみ分布

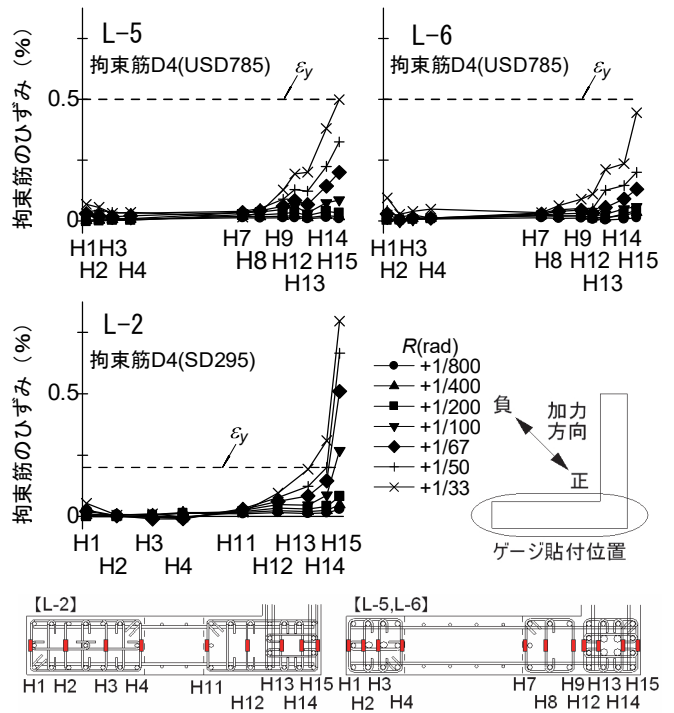


図-11 拘束筋ひずみ分布

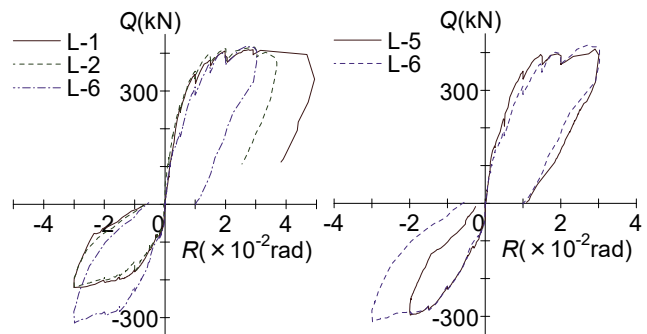


図-12 包絡線の比較

回は拘束領域の計算には崎野らの提案式³⁾を用い、横拘束によるひずみの増分が適切に評価されるように修正した。拘束効果に関しては、図-14 に示すように断面の拘束領域をA～Cの3つの領域に分け、長方形断面では拘束筋壁厚方向の特性を用いた。L-5 および L-6 は拘束筋が降伏に至らなかったため、最大耐力を示した $R=+1/33$ における隅角部柱型の拘束筋の平均ひずみを降伏ひずみで除すことにより解析を行った⁴⁾。したがって、拘束筋の効果については高強度鉄筋と普通強度鉄筋の差はほとんどないとして解析を行ったことになる。

最大曲げ強度の実験値および計算値を表-4に示す。L-1 および L-2 については、正加力時および負加力時ともに曲げ強度の計算値が実験値よりも小さい値を示しており、安全側の評価と考えることもできる。L-5 は、正加力時では計算値が実験値よりも大きい値を示しており、危険側の評価となっている。コンクリート強度を $Fc80$ とした L-5 は、配筋が等しく $Fc60$ とした L-6 とほぼ等しい実験結果を示しており、コンクリート強度を高くした効果が表れていないことがわかる。断面解析の計算値から判断すると、材料試験においては設計基準強度以上の強度に達していたが、充填性などが影響して、L-5 の試験体では設計基準強度に達していなかったのではないかと推察される。また、負加力時では計算値が実験値を若干下回っている。L-6 は、正加力時では実験値と計算値が良い対応を示しており、負加力時では計算値が実験値を若干下回っている。いずれの試験体においても、軸力が0となる負加力時の最大耐力に関しては小さく評価する傾向があった。

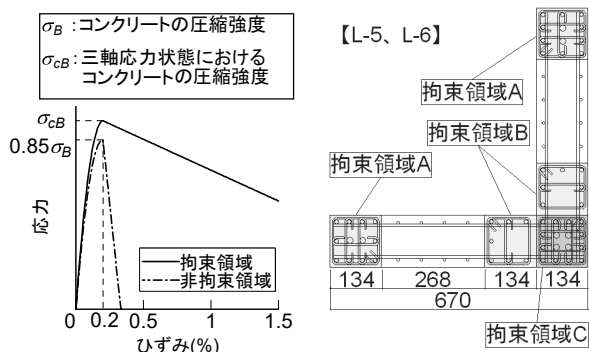


図-13 Kent-Park モデル 図-14 拘束領域の定義

表-4 曲げ強度の実験値と計算値の比較

試験体	加力方向	実験値 $exp Q$ (kN)	曲げ強度計算値	
			$cal Q_{fu}$ (kN)	$exp Q / cal Q_{fu}$
L-1	正	406	329	1.23
	負	-220	-164	1.34
L-2	正	416	356	1.17
	負	-220	-163	1.35
L-5	正	409	497	0.82
	負	-297	-263	1.13
L-6	正	412	429	0.96
	負	-315	-256	1.23

$exp Q$: 実験値、 $cal Q_{fu}$: 曲げ強度計算値

4. まとめ

センターコア構造への採用を目的としたL形コア壁の試験体の加力実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- i. 柱型と壁からなり、隅角部の柱型拘束範囲を 2D、端部の柱型拘束範囲を 1D としたL形コア壁は、45° 方向の加力において限界変形角 $R=1/33$ を確保でき、十分な靱性を有している
- ii. L形コア壁の隅角部や端部に柱芯筋を配することで、変動軸力比 $\eta_{max}=0.45$ の高軸力に対しても脆性的な破壊には至らず、柱芯筋は曲げ耐力の向上にも寄与している
- iii. コンクリート強度を $80N/mm^2$ とした試験体 (L-5) では、隅角部の拘束範囲 2D を 1D ごとに分けた領域の境界の壁脚部に鉛直方向のせん断ひび割れが生じ、この影響等により水平耐力が増加せず、コンクリート強度を $60N/mm^2$ とした他の試験体と比較して強度を上げた効果が得られなかった
- iv. 柱型拘束筋に高強度鉄筋を用いた試験体 (L-5、L-6) では、拘束筋の降伏強度に相応する拘束効果が得られないことがわかり、それを考慮したファイバーモデルによる断面解析では、実験値を良く評価することができる

5. あとがき

L形コア壁の構造性能を把握するとともに、最大強度の評価法について検討することができた。今後は得られた知見をもとに、L形コア壁を用いた超高層建物の設計法を確立したい。

本加力実験は筑波大学の今井研究室の協力を得て実施した。今井弘教授をはじめ関係された方々に謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 山上 聡、細矢 博、舟木秀尊、岡 靖弘、「鉄筋コンクリートL型コア壁の構造性能に関する実験的研究」、奥村組技術研究年報、No. 33、pp. 89-94、2007
- 2) Scott, B. D., Park, R. and Priestley, M. J. N., "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates", ACI J., vol. 79, No. 1, pp. 13-27, 1982
- 3) 崎野健治、孫 玉平、「直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係」、日本建築学会構造系論文集、No. 461、pp. 95-104、1994
- 4) 保坂 剛、今井 弘、松永健太郎、舟木秀尊、細矢博、岡 靖弘、「鉄筋コンクリートL型断面耐震壁の構造性能に関する実験的研究 (その3 結果分析)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2008.9 (投稿中)

鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能

Structural Performance of R/C Core Walls of Rectangular Section

細矢 博*

要 旨

コア壁を採用する建物が多くなりつつあるが、コア壁の変形性能を確保するためにどの程度壁端部を補強すべきか十分な資料が得られていない。このため、長方形断面のコア壁に対して、壁端部の拘束範囲、拘束筋量を因子とした加力実験を行った。その結果、軸力比が 0.2 では壁厚の 2 倍程度の範囲を拘束すると十分な変形性能を確保できた。限界変形角は、拘束筋量の増大に伴い向上したが、配筋法によっても影響を受けた。それを考慮した拘束筋指標と限界変形角との間には相関関係が認められた。また、偏平な壁でも平面保持の仮定が成り立ち、コンファインド効果を考慮した断面解析では、曲げ強度を 8～15%安全側に評価した。

キーワード：鉄筋コンクリート、コア壁、構造性能、加力実験

1. まえがき

近年、超高層鉄筋コンクリート（RC）造の建物では、中央部に耐震壁（以後、コア壁と記す）を配置し、外周フレームと組み合わせて架構を形成する事例が多くなりつつある。このような状況から、コア壁の構造性能に関して多くの研究が行われてきたが、コア壁の強度や変形性能を確保するために壁端部をどの程度の範囲で拘束すべきか、また、どの程度の拘束筋量を配筋すべきか未だ十分な研究データの蓄積がなされていないと思われる。このため、それらを実験因子とした加力実験を行い、最大耐力、変形性能などの構造性能について検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は、図-1に示すようなセンターコア壁形式の超高層建物の中央部に位置する長方形断面の壁の下層階 4 層分を対象としたものである。試験体の諸元を表-1に、形状・寸法、配筋の例を図-2、図-3に示す。試験体の縮小率は実物の約 1/6 で、試験体数は 4 体であり、いずれも曲げ破壊型に計画した。実験因子はコア壁両側の端部柱拘束範囲および拘束筋量である。拘束範囲 (L_c) は、No. 1、No. 3、No. 4 では壁厚 (D) の 2 倍、No. 2 では 3 倍とした。計画段階での拘束筋量 ($p_w \sigma_{wy}$ 、 p_w ：拘束筋比、 σ_{wy} ：拘束筋降伏強度) は、No. 2 では No. 1 の 1.0 倍に、No. 3 では約 1.3 倍に、No. 4 では約 2.6 倍にした。シアスパン比は各試験体とも 2.0 に設定した。

2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を表-2、表-

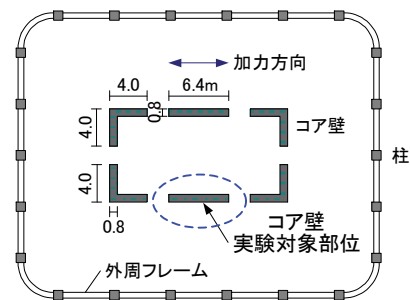


図-1 実験対象建物の平面のイメージ

3に示す。コンクリートの設計基準強度 (F_c) は $60\text{N}/\text{mm}^2$ である。鉄筋は、柱主筋に D10(SD390)、壁筋に D6(SD390 相当)、拘束筋に D4(SD295 相当および SD785 相当)を用いた。

2.3 加力方法

一定軸力を加力しつつ、試験体頂部に対してカンティレバー形式で水平方向に、No. 1、No. 2 では頂部変形角 (R) $1/800 \sim 1/50\text{rad}$ の、No. 3、No. 4 では $1/800 \sim 1/33$ の正負交番漸増繰返し加力を行った後、正方向へ単調加力した。軸力 (N) は 1720kN であり、公称軸力比 ($\eta = N/(DLF_c)$ 、 L ：壁せい) は 0.2 である。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および破壊状況

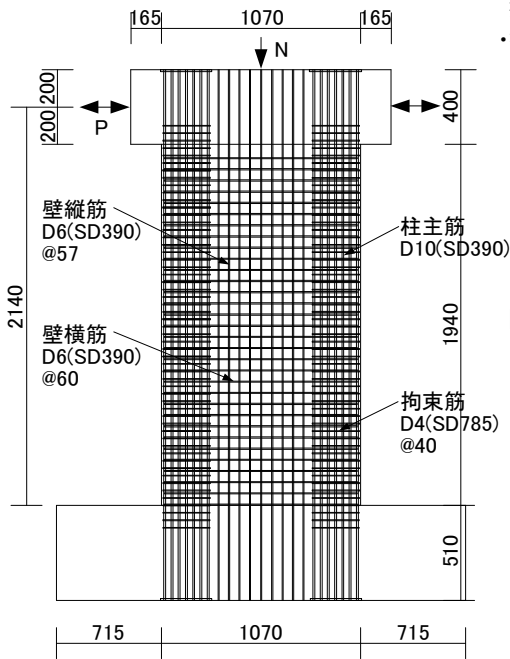
最終破壊状況を写真-1に示す。No. 1～No. 4 では、いずれの試験体も $1/1400 \sim 1/1250$ で曲げひび割れが発生した。端部柱主筋が $1/550 \sim 1/420$ で圧縮降伏し、その後のサイクルの $1/290 \sim 1/240$ で引張降伏した。

*技術研究所

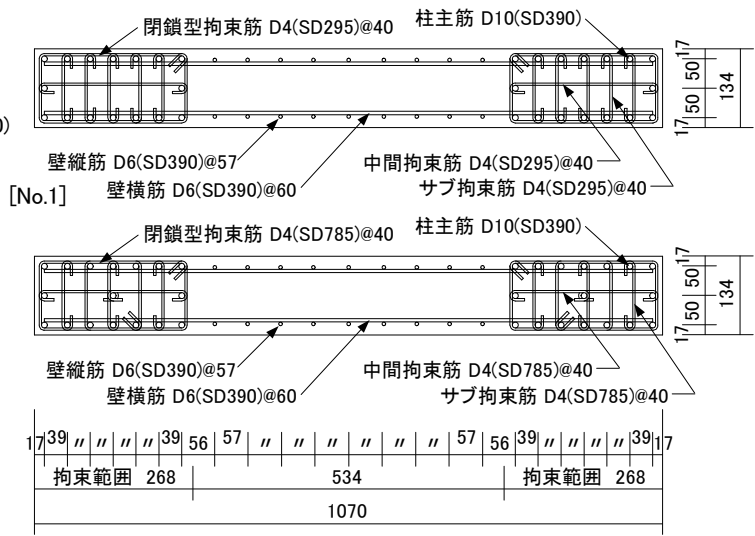
表-1 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4
断面寸法	壁厚 D(mm)	134		
	壁せい L(mm)	1070		
内法高さ	h(mm)	1940		
加力点高さ	H(mm)	2140		
シアスパン比	H/L	2.0		
端部柱拘束範囲	Lc(mm)	268 (2D)	402 (3D)	268 (2D)
端部柱主筋		16-D10 (SD390)	22-D10 (SD390)	17-D10 (SD390)
壁縦筋		2-D6@57 (SD390)	2-D6@56 (SD390)	2-D6@57 (SD390)
壁横筋		2-D6@60 (SD390)		
閉鎖型拘束筋	加力平行方向	2-D4@40 (SD295)	2-D4@30 (SD295)	2-D4@40 (SD785)
	加力直交方向	2-D4@40 (SD295)	2-D4@30 (SD295)	2-D4@40 (SD785)
サブ拘束筋	加力直交方向	5-D4@40 (SD295)	8-D4@40 (SD295)	5-D4@40 (SD785)
中間拘束筋	加力平行方向	D4@40 (SD295)	D4@30 (SD295)	D4@40 (SD785)
端部柱拘束筋の配筋模式図				
軸力	N(kN)	1720		

- ・本報告では、鉄筋の名称を下図に示すように呼称するが、本文中では閉鎖型拘束筋、中間拘束筋、サブ拘束筋を総じて拘束筋と記している
- ・拘束筋量 $p_w \sigma_{wy}$ は、加力方向、加力直交方向ごとに、それぞれ同一方向の閉鎖型拘束筋、中間拘束筋、サブ拘束筋の $p_w \sigma_{wy}$ を積算して求めている



[No.4] 図-2 形状・寸法、配筋例 (鉛直断面)



[No.4] 図-3 形状・寸法、配筋例 (水平断面)

表-2 コンクリート材料試験値

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	圧縮強度時ひずみ度 ϵ_{c0} ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_t (N/mm^2)	弾性係数 E_c (kN/mm^2)
No.1	63.8	2650	4.25	32.9
No.2	66.9	2600	4.57	35.7

セメントには普通ポルトランドセメントを用いた粗骨材には最大粒径15mmの砕石を用いた

表-3 鉄筋材料試験値

部位	呼び名	降伏強度 σ_{sy} (N/mm^2)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_{su} (N/mm^2)	
No.1	柱主筋	D10	433	2110	581
	壁筋	D6	443	2160	605
	拘束筋	D4	353	1720	528
No.2	柱主筋	D10	397	1940	612
	壁筋	D6	486	2370	631
	拘束筋	D4	357	1740	501
No.3			849	4140	933

[破断伸び(%)]

No.1, No.2 D10:24, D6:23, D4:27

No.3, No.4 D10:22, D6:21, D4(SD295):28, D4(SD785):12

No. 1~No. 3 では 1/190~1/170 で加力直交方向の拘束筋が降伏、1/95~1/75 で加力平行方向の拘束筋が降伏した。No. 4 では拘束筋に高強度鉄筋を用いているため降伏が遅く、1/55~1/50 で加力平行方向、直交方向の順に降伏した。いずれの試験体も 1/220~1/150 でかぶりコンクリートが圧壊し始め、No. 1、No. 2 では 1/33 のサイクルで脚部コンクリートの圧壊領域が広がり、柱主筋の座屈が進み壁中央も損傷を受けて急激に荷重が低下した。拘束範囲の違いによる破壊状況の差はさほどみられなかった。一方、No. 3、No. 4 では、圧壊領域は壁厚の2倍程度の脚部に限られており、最大荷重に至った後も急激な荷重の低下はなかったが、1/33 のサイクルで柱主筋が座屈、1/20 のサイクルで破断し、荷重が低下した。なお、各試験体とも最終破壊まで面外方向への損傷は生じなかった。

3.2 セン断力(Q)と頂部変形角(R)との関係

Q-R 曲線を図-4 に示す。曲線には観察された主な現象も示している。また、Q-R 曲線の包絡線の比較を図-5 に示す。拘束範囲が異なる No. 1 と No. 2 を比較すると、両試験体とも曲線の形状、破壊に至る経過、限界変形角は似ており、本実験の場合、拘束範囲の違いによる影響は小さかった。限界変形角(R_u)は 1/39~1/37 であった。地震応答解析(レベル2)でのコア壁の最大層間変形角は 1/120 程度であることから、拘束範囲が 2D でも十分な変形性能を有しているといえる。一方、拘束範囲が同一の No. 1 と No. 3、No. 4 を比較すると、No. 3、

No. 4 では $p_w \sigma_{wy}$ の実測値が No. 1 に比べて 1.3~2.4 倍大きいと、最大強度発生以降も荷重の低下はほとんどみられず変形性能に富んでいた。 R_u は 1.8~1.9 倍に増大し 1/22~1/20 であり、拘束筋量の違いによる影響が顕著に認められた。

3.3 最大強度の実験値と計算値との関係

最大強度の実験値と計算値との関係を表-4 に示す。曲げ強度の計算値はファイバーモデルによる断面解析と脚注に示す略算式¹⁾ から求めた。断面解析では、図-

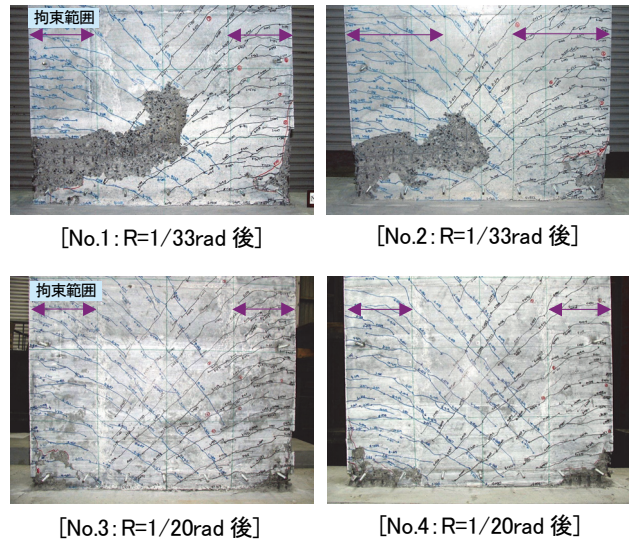


写真-1 最終破壊状況

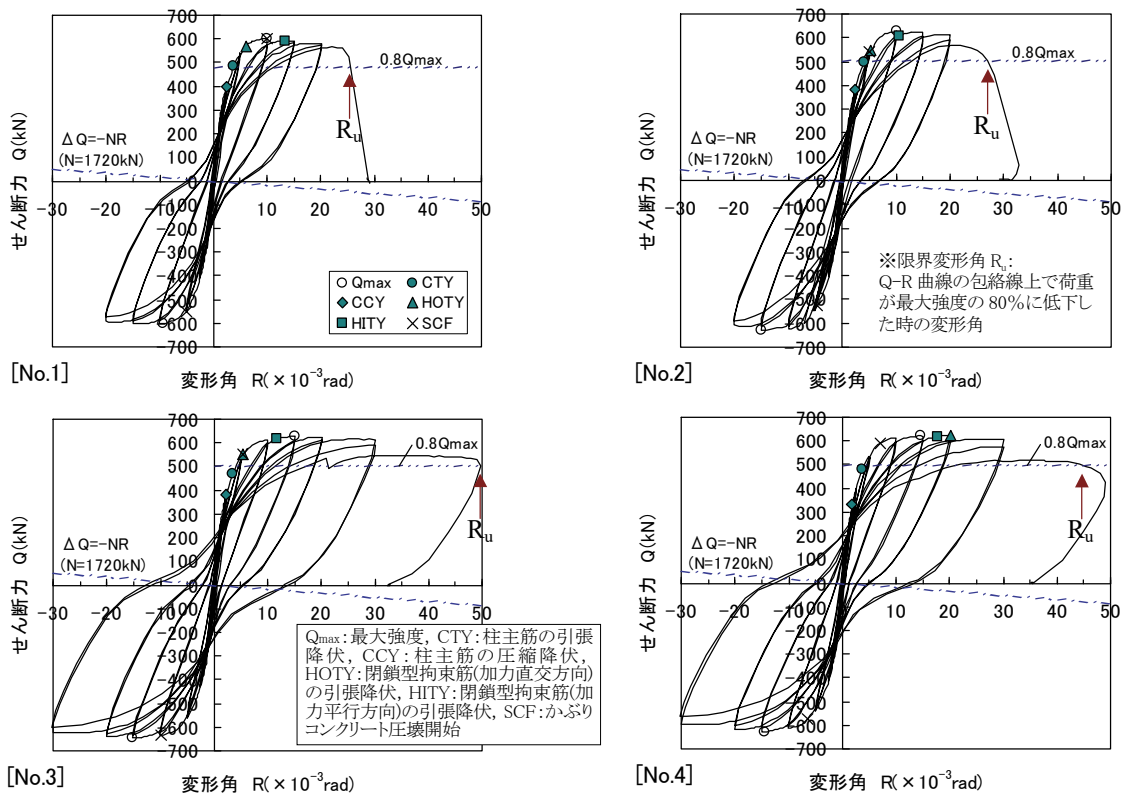


図-4 セン断力と頂部変形角との関係

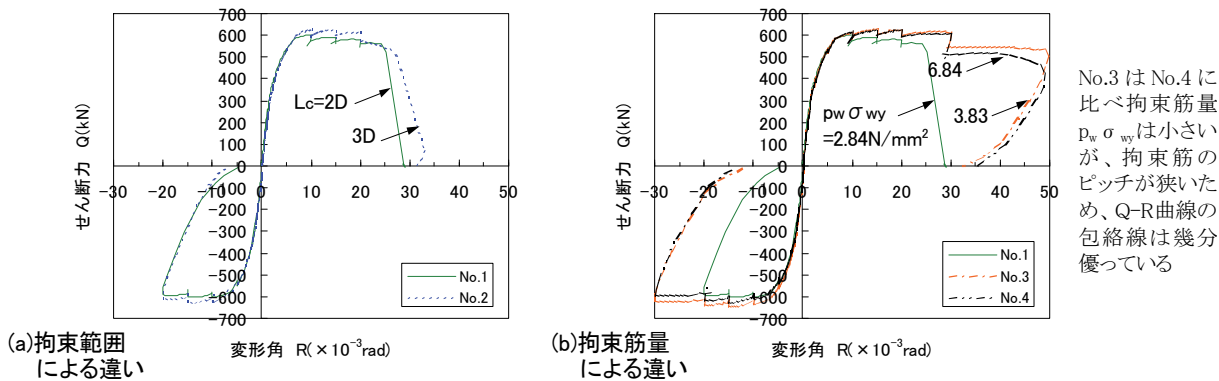


図-5 Q-R曲線の包絡線の比較

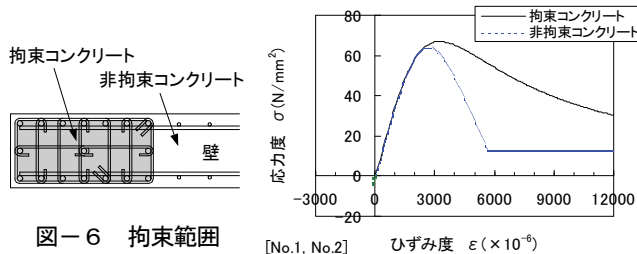
表-4 最大強度の実験値と計算値との関係

試験体	実験値		計算値				実験値/計算値				備考 拘束筋量	
	最大強度 Qmax (kN)	限界変形角 Ru ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	曲げ強度		せん断強度		Qmax / fQmu	Qmax / iQmu	Qmax / idQsu	Qmax / hQsu	pw σ_{wy} (N/mm ²)	pw σ_{wy} (N/mm ²)
			断面解析*1 fQmu (kN)	略算式 iQmu (kN)	靱性指針*2 idQsu (kN)	広沢式 hQsu (kN)						
No.1	601	25.5	556	666	837	767	1.08	0.90	0.72	0.78	2.48	2.84
No.2	628	27.1	582	723	837	800	1.08	0.87	0.75	0.78	2.48	2.84
No.3	647	49.7	561	666	856	799	1.15	0.97	0.76	0.81	3.35	3.83
No.4	628	44.8	565	666	856	799	1.11	0.94	0.73	0.79	5.97	6.84

曲げ強度略算式: $M_{wu} = a_s \cdot \sigma_s \cdot L_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot L_w + 0.5N \cdot L_w$, $L_w = 0.9L$

*1 拘束筋で拘束されている範囲のコンクリートに対しては、応力度-ひずみ度関係において、New RC モデルによりコンファインド効果を考慮した。また、拘束されていない範囲のコンクリート(プレーンコンクリート)に対しても、 $p_w = 0$ として、New RC モデルの応力度-ひずみ度関係を用いた。曲げ強度は、 $\epsilon_c = 3000 \times 10^{-6}$ のときの値 *2 柱せん断強度式を適用した($R_p = 0$)

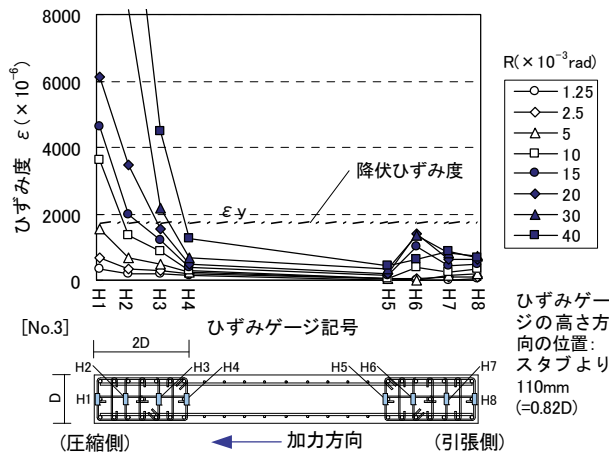
6に示す拘束範囲のコンクリートに対するコンファインド効果を New RC モデル²⁾により考慮した。このとき用いたコンクリートの応力度-ひずみ度曲線の例を図-7に示す。せん断強度は靱性指針式³⁾ならびに広沢式¹⁾により求めた。



断面解析値は実験値を8~15%安全側に評価した。これらのうち、拘束筋のピッチが狭い場合、高強度鉄筋を用いた場合にはより安全側になっており、New RC モデルはコンファインド効果を小さめに与える結果となっている。一方、略算式は3~13%危険側に評価した。本実験では、せん断余裕度の計算値(広沢式/断面解析)は約1.4であったが、せん断破壊には至らなかった。

3.4 拘束筋のひずみ度

加力直交方向の開鎖型拘束筋およびサブ拘束筋のひずみ度分布の例を No.3 について図-8に示す。端部から約1.5Dの範囲の拘束筋は1/33までに降伏したが、それより離れた拘束筋は降伏に至らなかった。本実験では、軸力比が0.2であったが、1.5D以遠の拘束筋の効果は小さかったと考えられる。他の試験体でも同様であった。



加力平行方向の開鎖型拘束筋および中間拘束筋のひずみ度と頂部変形角との関係を図-9に示す。拘束範囲が2DのNo.1では、拘束筋は1/67~1/50で降伏した。これに対し拘束範囲が3DのNo.2では、破壊した1/40で

も降伏に至らなかった。鉄筋長が長く拘束効果が低下したためと考える。一方、閉鎖型拘束筋および中間拘束筋の長手方向の長さを約 2/3 に短縮し 2 枚を掛け渡すように配筋した No. 4 と、通常配筋の No. 1 の H9 と H10 のひずみ度について平均値をとり比較すると、No. 4 では 1.5 ~ 2.5 倍程度大きく、拘束効果に優れていることがわかった。

3.5 鉛直方向のひずみ度の分布

最大強度近傍の 1/67 での壁脚部の鉛直方向のひずみ度の分布を図-10 に示す。ひずみ度は脚部に取り付けた変位計の検出値を初期計測間距離(60mm)で除して求めた平均ひずみ度である。No. 1 では分布の一部に凹凸がみられるが、各試験体とも概ね直線分布している。これより、偏平率が 8 の壁の場合でも平面保持の仮定が成り立つと判断できる。したがって、曲げ強度を平面保持の仮定のもとにファイバーモデルによる断面解析で求めているが、その妥当性が確かめられた。

3.6 曲げ回転角

No. 1、No. 2、No. 4 の壁 4 か所における曲げ回転角と頂部変形角との関係を図-11 に示す。拘束範囲は 2D、3D と異なるが、No. 1 と No. 2 では、回転角の履歴は概ね一致し、曲げ回転角は頂部変形角に対してほぼ線形的に増大している。拘束範囲の違いはさほど回転角に影響を与えないといえる。一方、拘束範囲は同一であるが p_w σ_{wy} が 2.4 倍異なる No. 1 と No. 4 を比べると、脚部近傍ならびに高さ 0.53L の断面では、No. 4 は荷重の低下を伴わないで No. 1 の 1.4~2.9 倍回転している。このことから、拘束範囲を増大するより拘束筋量を増大する方が変形性能の向上が期待できるといえる。拘束筋のピッチを狭め p_w σ_{wy} を増大した No. 3 でも No. 4 と同様な変形性能の向上が認められた。

3.7 壁脚端部の鉛直方向ひずみ度の履歴

変位計の検出値を初期計測間距離で除して求めた壁脚端部のひずみ度の履歴を図-12 に示す。拘束筋量が同一で拘束範囲が 2D の No. 1 と 3D の No. 2 を比べると、履歴に大差なかった。拘束範囲を 2D 程度確保すればそれ以上拡大しても効果は小さいことがわかる。

一方、 p_w σ_{wy} が No. 1 に比べ 1.3~2.4 倍であった No. 3、No. 4 では、No. 1 に比べ圧縮方向のひずみ度が增大して

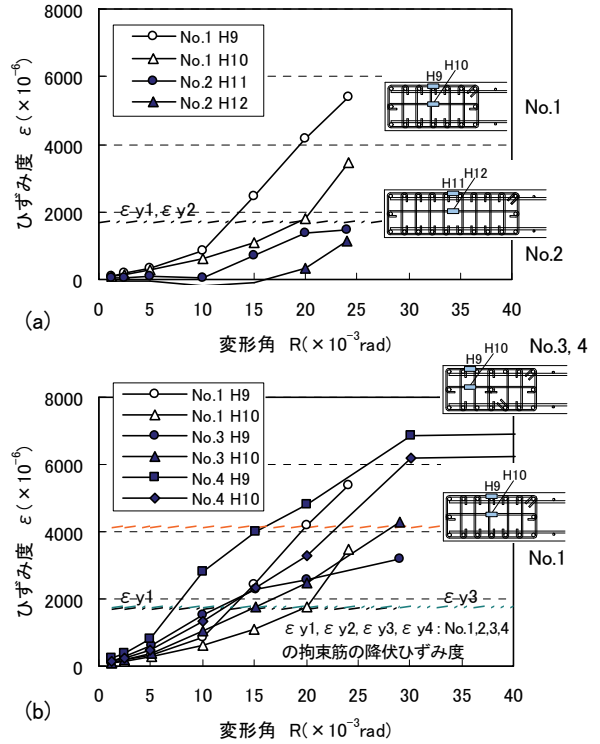
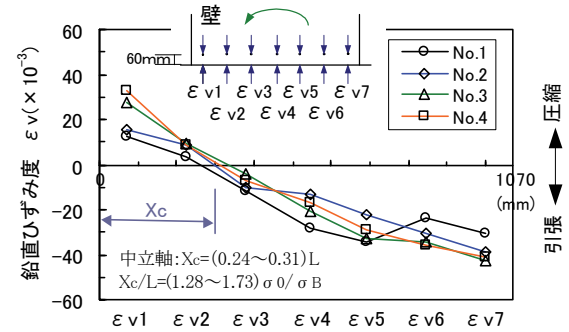


図-9 閉鎖型拘束筋および中間拘束筋のひずみ度と頂部変形角との関係



[R=1/67rad] 柱主筋が座屈し始める頂部変形角は1/50以後である。これゆえ、1/67の段階では、柱主筋の抜け出しは生じていないと判断される

図-10 鉛直方向のひずみ度の分布

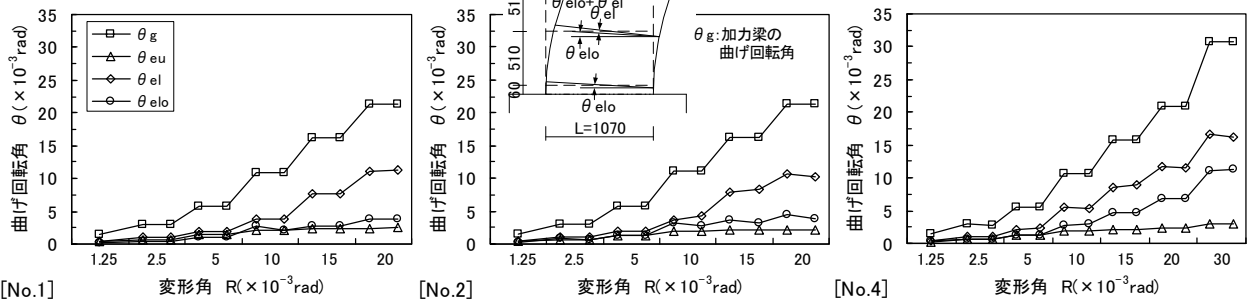


図-11 曲げ回転角と頂部変形角との関係

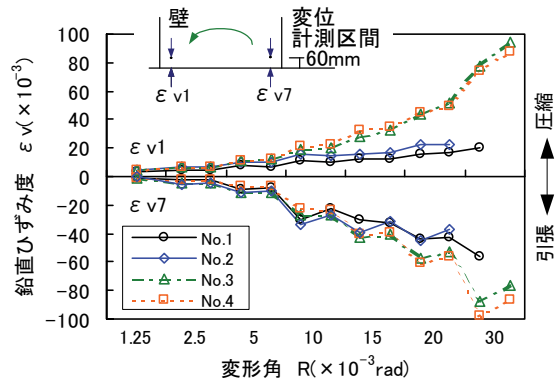


図-12 壁脚端部の鉛直方向ひずみ度の履歴

おり、拘束筋は靱性の向上に寄与しているといえる。No. 3 は No. 4 に比べ $p_w \sigma_{wy}$ は 1/1.8 であったが、拘束筋のピッチは 3/4 であったため、等価な効果が生じている。

3.8 限界変形角と拘束筋指標との関係

筆者は参考文献 4) で、柱の限界変形角は横補強筋量を軸応力度で基準化した値と相関関係があることを示した。本報告ではそれを参考にするとともに、本実験では、目視観察によれば、コア壁の変形性能は、柱主筋の座屈によりほぼ決定されていると判断されたので、拘束筋のピッチ (s) が変形性能に与える影響をオイラーの座屈強度式の細長比 $(L/i)^2$ の項を用いて評価することとした。

限界変形角と、拘束筋量を軸応力度ならびに細長比の項で基準化した値 $(p_w \sigma_{wy} / \sigma_c) / (s/d_b)^2$ (以後、拘束筋指標と記す) との関係を図-13 に示す。図から、加力平行方向、直交方向ともそれぞれに限界変形角と拘束筋指標との間には相関関係があることが認められる。さらに、これに参考文献 5) から得られた実験値を図示してみると、それらは加力平行方向、直交方向ともほぼ回帰直線上にあることがわかる。したがって、得られた拘束筋指標による回帰式によりコア壁の変形性能を概ね評価できると考えられる。

4. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- i. 本実験の条件下では、拘束範囲が 2D と 3D の場合、その違いによらず破壊経過や破壊状況に大差なく、Q-R 関係は類似したことから、拘束範囲を 2D とれば十分と考えられる
- ii. 拘束筋量 ($p_w \sigma_{wy}$) を増大し、かつ拘束筋を閉鎖型形状にして掛け渡すように配筋すると、変形性能が著しく向上した
- iii. New RC モデルによりコンファインド効果を考慮したファイバーモデルによる断面解析は、曲げ強度を 8~15% 安全側にかつ精度良く評価し、計算法の妥当性が確かめられた

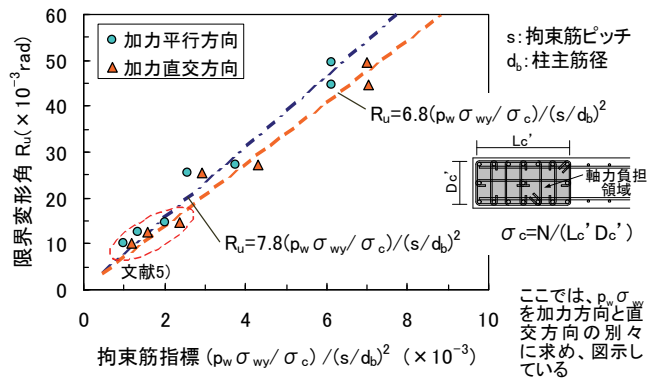


図-13 限界変形角と拘束筋指標との関係

- iv. 限界変形角と拘束筋指標 $(p_w \sigma_{wy} / \sigma_c) / (s/d_b)^2$ との間には相関関係が認められ、同指標を考慮に入れた回帰式によりコア壁の変形性能を評価できると考えられる
- v. 軸力比 0.2 では、加力直交方向の拘束筋は 1.5D の範囲で降伏することから、2D 以上拘束しても変形性能に対する効果は小さいといえる
- vi. 拘束範囲を増大するより拘束筋量を増大する方が曲げ回転性能の向上を期待できる
- vii. 実験結果から、偏平率 8 の壁でも平面保持の仮定が成り立ち、断面解析の適用性が確認された

5. あとがき

長方形断面コア壁の構造性能を把握でき、また、変形性能の評価方法を考察することができた。今後は、得られた知見をコア壁チューブ構造から成る超高層建物の設計に適用していきたい。

本実験に際しては、(財)日本建築総合試験所 益尾潔構造部長はじめ所員の方々に、ご指導、ご協力いただいた。ここに記して謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター、「建築物の構造規定」、1997 年版
- 2) 建設省総合技術開発プロジェクト、「鉄筋コンクリート造建築物の軽量化・超高層化技術の開発」、平成 4 年度 New RC 研究開発概要報告書、国土開発技術センター、1993 年 3 月
- 3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、1999 年版
- 4) 細矢 博、「 $F_c=70\text{N/mm}^2$ 級外殻 PCa 柱の構造特性と外殻 PCa 柱の変形性能評価」、奥村組技術研究年報、No. 31、pp. 55-62、2005
- 5) 田畑 卓、西原 寛、鈴木英之、「板状超高層住宅の開発(その 2)」、安藤建設技術研究所報、Vol. 9、pp. 69-77、2003

150N/mm² 級高強度コンクリートの調合に関する研究

－骨材種類や混和材料が圧縮強度や収縮に及ぼす影響－

Study on Mix Proportion of 150 N/mm² Class High-Strength Concrete

- Effects of Aggregates and Admixtures on the Compressive Strength and Shrinkage -

起橋孝徳* 河野政典* 上西 隆** 小竹琢雄***

要 旨

150N/mm² 級高強度コンクリートの実用化を目的として、基本的な調合実験を行うとともに、高強度コンクリートで問題視されている自己収縮についての検討を行った。その結果、水結合材比を約 14%以下に設定することで、設計基準強度 150N/mm² のコンクリート製造が可能であることを確認した。また、使用する骨材の種類が強度発現に大きな影響を及ぼすために材料選定が必要であることや、フレッシュコンクリートの粘性が高く、凝結に要する時間が長いことなど、施工上検討を要する点も明らかになった。自己収縮については、水結合材比による傾向などを確認し、その大きさが普通強度コンクリートの乾燥収縮に比べて特に大きくないことや、使用する結合材種類や混和材料による収縮低減効果を明らかにした。

キーワード：高強度コンクリート、圧縮強度、自己収縮、混和材料、骨材種類

1. まえがき

建築物の高層化・長スパン化にともない、柱のコンクリートに要求される強度は漸次高くなっている。その中で、当社では既に Fc100N/mm² 級のコンクリートを実用化し、都内の超高層RC造共同住宅の低層階で適用しているが、今後、更なる高強度化への対応が必要になることが予測される。このような背景から、Fc150N/mm² 級高強度コンクリートの実用化に向けて、基礎的性状を確認するための室内試験を行った。

Fc100N/mm² を超える高強度コンクリートにおいては、使用する粗骨材の品質がコンクリートの強度性状に大きな影響を及ぼすこと¹⁾や、自己収縮が顕著になること²⁾などが知られており、実用化に向けてこれらの点を検討する必要がある。このため、実験では、コンクリートの諸性状に対して、結合材種類や骨材種類による傾向を確認するとともに、収縮低減剤や膨張材の添加による影響を確認した。そこで得られた結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 実験要因と使用材料

実験水準および試験項目の組合せを表-1に示す。実験では、水結合材比が 16～12%の調合について室内試

験練りを行って、フレッシュコンクリートの性状や凝結時間、簡易断熱養生における温度履歴、圧縮強度、ヤング係数、収縮傾向などを確認した。

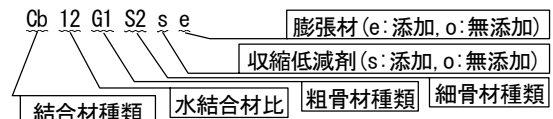
使用材料を表-2に示す。実験に用いる結合材は、低熱ポルトランドセメントをベースにシリカフュームをブレミックスしたもので、添加率が 15%以上のものと 10%のもの2種類を使用した。細骨材は山砂と砂岩砕砂、粗骨材は硬質砂岩碎石と石灰石碎石のそれぞれ2種

表-1 実験水準および試験項目組合せ

記号	結合材	粗骨材	細骨材	収縮対策 混和材料	水結合材比			
					12%	14%	16%	
Ca**G1S1oo	Ca	G1	S1	なし	○△			
Ca**G1S2oo			S2		○△◇	○△		
Ca**G2S2oo		G2			○◇			
Cb**G1S1oo	Cb	G1	S1	なし	○◇	○	○◇	
Cb**G1S2oo					○△◇	○△	○△◇	
Cb**G1S2so			S2		sr:B*2.0%	○△◇		○△◇
Cb**G1S2oe					ex:40kg/m ³	○△◇		○△◇
Cb**G1S2se					sr:B*1.0%	○△◇		○△◇
Cb**G2S2oo			G2			なし	○◇	○

※○：強度試験、△：凝結試験、◇：収縮計測

記号の凡例



*技術研究所 **技術本部建築部 ***東京支社建築工務部

類とし、収縮低減を目的とした混和材料には収縮低減剤と膨張材を各 1 種類、単独もしくは組み合わせて使用することとした。なお、いずれの水準においても、直径 17 μ m、長さ 10mm のポリエステル (PET) 製樹脂繊維を体積の外割りで 0.1% 混入した。

2.2 実験方法

調合およびフレッシュコンクリート試験結果を表-3 に示す。調合は目標スランブフロー 60 \pm 7.5cm、目標空気量 2.5 \pm 1.0% とした。高性能減水剤は試し練りによって予め添加率を設定し、固形分を補正した。AE 助剤は消泡剤を一律で結合材量の 0.01% 添加した。

コンクリートの製造は、容量 0.1m³ の水平 2 軸強制練りミキサーを使用した。練り混ぜの手順は、結合材と細骨材を投入して 15 秒空練りした後、水と混和剤を投入して、状態を観察しながら 90~240 秒練り混ぜてモルタルを製造し、そこに粗骨材と繊維を投入して 60 秒練り混ぜてコンクリートを製造した。フレッシュコンクリートの試験にあたっては、製造したコンクリートをミキサーの中で 5 分間静置した後、30 秒間の練り混ぜを行い、ミキサーからの排出後にも人力で練り返しを行ってから試験を実施した。

凝結時間は、練り上がりのコンクリートをウェットスクリーニングして採取したモルタルを用い、コンクリート自動凝結試験装置 (テスコ製) によって計測した。

圧縮強度は、 ϕ 10 \times 20cm の円柱供試体で、標準水中養生したものについて、材齢 7、28、56、91 日の強度試験を行った。また、一部の水準で、材齢 7 日まで簡易断熱養生を行った後、封緘養生としたものについて材齢

28、56、91 日の強度試験を行った。なお、簡易断熱養生中は熱電対により養生温度を計測した。

収縮計測は、各水準 2 体の試験体 (10 \times 10 \times 40cm) の中央部に、埋め込み型ひずみ計 (PMFL-60T、(株)東京測器研究所製) を埋設して、コンクリート打ち込み時からの挙動を連続計測した。試験体は、日本コンクリート工学会の自己収縮の試験方法²⁾に準じて製作し、型枠の底面に厚さ 1mm のテフロンシートを、両端部の内側に厚さ 3mm のポリスチレンボードを入れて、コンクリート試料はその内側で全面をポリエステルフィルムで覆われた形に打ち込んだ。養生方法は、表-1 で収縮計測と

表-2 使用材料

区分	記号：種類	物性値
結合材 (シリカフェム プレミックス セメント)	Ca: 高添加型	密度 3.01g/cm ³ , 比表面積 5650cm ² /g, シリカフェム添加率 15%以上
	Cb: 通常型	密度 3.08g/cm ³ , 比表面積 6350cm ² /g, シリカフェム添加率 10%
粗骨材	G1: 桜川産 硬質砂岩碎石	密度 2.65g/cm ³ , 吸水率 0.62%, 実積率 58.9%
	G2: 山口産 石灰石碎石	密度 2.69g/cm ³ , 吸水率 0.33%, 実積率 61.8%
細骨材	S1: 桜川産 砂岩砕砂	密度 2.60g/cm ³ , 吸水率 1.27%, F.M.2.73
	S2: 富津産 山砂	密度 2.60g/cm ³ , 吸水率 1.76%, F.M.2.46
混和剤	SP: 高性能減水剤	密度 1.07~1.13g/cm ³ , 固形分 30%
混和 材料	sr: 収縮低減剤	密度 0.950~1.050g/cm ³
	ex: 早強性膨張材	密度 3.19g/cm ³ , 比表面積 4520cm ² /g
繊維	PET 製樹脂繊維	密度 1.39g/cm ³ , 直径 17 μ m, 長さ 10mm

表-3 調合表およびフレッシュコンクリート試験結果一覧

記号	W/B (%)	単位量 (kg/m ³)								sr 添加率 (B*%)	SP 添加率 (B*%)	練り 時間 (秒)	スランブ フロー (mm)	7 ϕ -時間 (秒)		空気 量 (%)	C. T ($^{\circ}$ C)
		W	B			S		G						50cm	停止		
			Ca	Cb	ex	S1	S2	G1	G2								
Ca12G1S1oo	12.0	140	1167	-	-	333	-	858	-	-	4.5	180	610 \times 605	34.9	236.6	3.5	21.5
Ca12G1S2oo	12.0	140	1167	-	-	-	333	858	-	-	4.5	210	630 \times 605	35.8	249.0	3.4	21.0
Ca12G2S2oo	12.0	140	1167	-	-	-	291	-	914	-	4.5	180	655 \times 640	21.3	200.0	2.7	21.0
Ca14G1S2oo	14.0	140	1000	-	-	-	478	858	-	-	2.3	180	640 \times 615	22.1	229.9	2.7	20.5
Cb12G1S1oo	12.0	150	-	1250	-	260	-	858	-	-	3.4	210	585 \times 565	55.0	192.4	3.0	22.0
Cb14G1S1oo	14.0	155	-	1107	-	369	-	858	-	-	2.2	120	590 \times 585	30.0	133.8	2.2	22.0
Cb16G1S1oo	16.0	160	-	1000	-	445	-	858	-	-	1.7	90	530 \times 520	31.4	121.2	2.6	21.0
Cb12G1S2oo	12.0	150	-	1250	-	-	260	858	-	-	3.4	210	645 \times 640	33.3	265.5	2.7	24.0
Cb14G1S2oo	14.0	155	-	1107	-	-	369	858	-	-	2.1	120	665 \times 640	20.0	212.8	2.3	22.0
Cb16G1S2oo	16.0	160	-	1000	-	-	445	858	-	-	1.6	90	605 \times 605	12.8	93.8	2.3	22.0
Cb12G2S2oo	12.0	150	-	1250	-	-	218	-	914	-	3.4	210	655 \times 645	33.2	259.7	3.0	21.5
Cb14G2S2oo	14.0	155	-	1107	-	-	328	-	914	-	2.1	120	665 \times 660	14.6	200.0	2.2	21.5
Cb16G2S2oo	16.0	160	-	1000	-	-	403	-	914	-	1.5	90	565 \times 555	14.4	87.4	2.2	21.5
Cb12G1S2so	12.0	150	-	1250	-	-	260	858	-	2.0	3.0	240	665 \times 660	36.2	268.6	2.7	23.0
Cb16G1S2so	16.0	160	-	1000	-	-	445	858	-	2.0	1.5	90	635 \times 620	14.6	125.5	2.1	22.0
Cb12G1S2se	12.0	150	-	1230	20	-	260	858	-	1.0	3.4	240	645 \times 635	43.8	316.3	2.8	24.0
Cb16G1S2se	16.0	160	-	980	20	-	445	858	-	1.0	1.6	90	555 \times 550	21.7	87.1	2.6	23.0
Cb12G1S2oe	12.0	150	-	1210	40	-	260	858	-	-	4.1	240	560 \times 525	111.4	257.8	3.2	24.0
Cb16G1S2oe	16.0	160	-	960	40	-	445	858	-	-	2.0	90	645 \times 635	19.3	124.0	2.5	22.5

※この他、全調合に消泡剤 B \times 0.01% と樹脂繊維 0.1vol% を添加。

記した全ての水準で 20℃封緘養生とし、3ヶ月間の自己収縮を計測した。また、この水準とは別に、水結合材比や結合材種類のみを要因とした試験体を先行して製作し、自己収縮のほか、一部の調合について乾燥収縮を6ヶ月間計測した。自己収縮と乾燥収縮を対比した際の調合を表-4に示す。乾燥収縮試験体は、自己収縮試験体と同様に製作して凝結の始発からのひずみを連続計測し、材齢7日目にポリエステルフィルムによる被覆を除去して、以後は20℃60%の恒温恒湿室における気中養生とした。

3. 実験結果

3.1 製造およびフレッシュコンクリート試験結果

フレッシュコンクリートの試験結果から、水結合材比と高性能減水剤の所要添加率の関係を図-1に示す。練り上がりの状態を目視確認したところ、いずれの調合においても分離やこぼり等の異常は見られなかった。目標としたスランプフローを確保するためには、結合材種類をCaとした場合や膨張材を添加した場合には、結合材種類をCbで単独使用した場合よりも高性能減水剤の添加率を高くする必要があり、この傾向は水結合材比が小さくなるほど顕著になった。

水結合材比と50cmフロー時間の関係を図-2に示す。50cmフロー時間はいずれの調合でも10秒を超えた。フロー時間は水結合材比が小さいほど長くなり、水結合材比が12%で膨張材を添加した調合では100秒を超え、非常に高い粘性を示した。細骨材に砂岩砕砂S1を使用した調合では山砂S2に比べてフロー時間は10~20秒程度長くなった。結合材種類を比較すると、CaはCbよりも単位水量を10~15kg/m³少なく設定したが、フロー時間が同程度からやや短くなる傾向にあり、粘性を低減させて施工性を改善できることが確認できた。

3.2 凝結試験結果

水結合材比や使用結合材種類、混和材料の添加による凝結時間への影響を図-3に示す。凝結時間は、水結合材比や結合材種類によって、高性能減水剤の所要添加量が多くなるほど遅延する傾向にあった。混和材料の添加による影響は、無添加の調合と比べると、収縮低減剤は9~20時間遅延し、膨張材は2~9時間促進した。また、両者を併用した調合では2~3時間遅延した。

3.3 簡易断熱養生温度計測結果

簡易断熱養生供試体の材齢7日までの温度計測結果を図-4、5に示す。最高温度は、水結合材比が小さく単位結合材量の多い調合の方が低くなり、最高温度到達時間も水結合材比が小さい調合の方が遅れる傾向にあった。これは、水結合材比の小さな調合ほど高性能減水剤の添加量が多くなるため、初期の水と反応が遅延し、発熱に対する放熱の割合が高くなるために最高温度も低くなっ

たものと考えられる。また、結合材Caの最高温度は、同じ単位結合材量の調合でも結合材Cbよりも低かった。これは、前述の理由の他に結合材中のシリカフェュームの割合が多いことによると考えられる。

表-4 自己収縮・乾燥収縮対比用調合

記号	W/B (%)	単位量 (kg/m ³)			
		W	B	S	G
Ca12G1S2	12.0	140	1167	297	896
Ca14G1S2	14.0	140	1000	441	896
Cb12G1S2	12.0	150	1250	223	896
Cb14G1S2	14.0	155	1107	331	896
Cb16G1S2	16.0	160	1000	408	896
Cb20G1S2	20.0	160	800	577	896

※乾燥収縮計測はCb14G1S2とCb20G1S2について実施

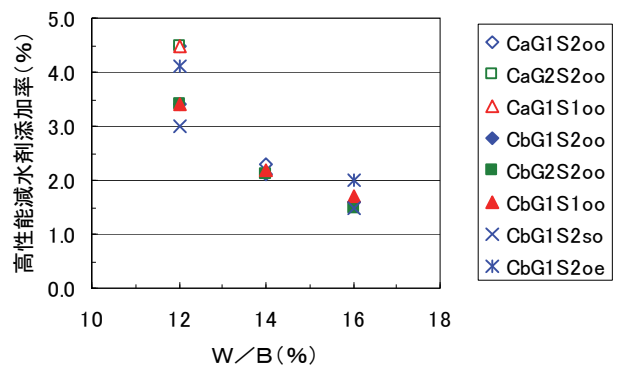


図-1 水結合材比と高性能減水剤の所要添加率の関係

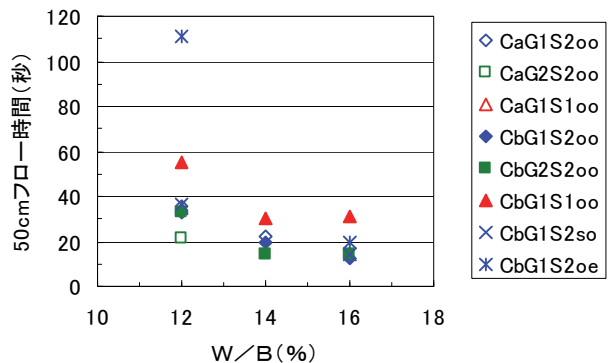


図-2 水結合材比と50cmフロー時間の関係

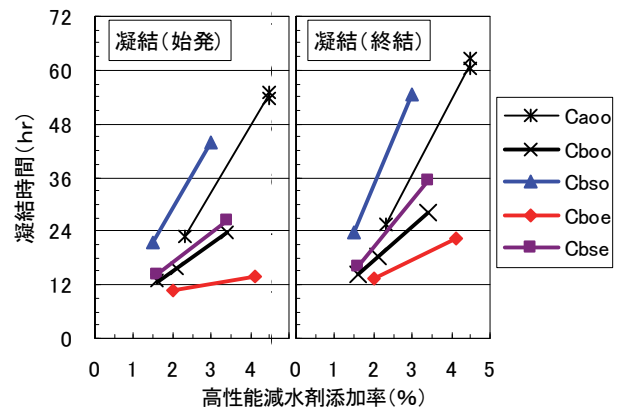


図-3 凝結試験結果

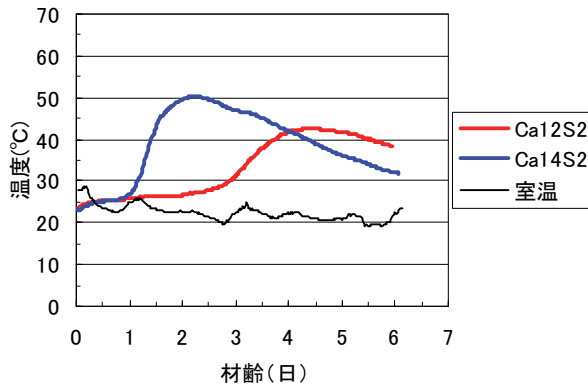


図-4 簡易断熱養生温度計測結果 (結合材:Ca)

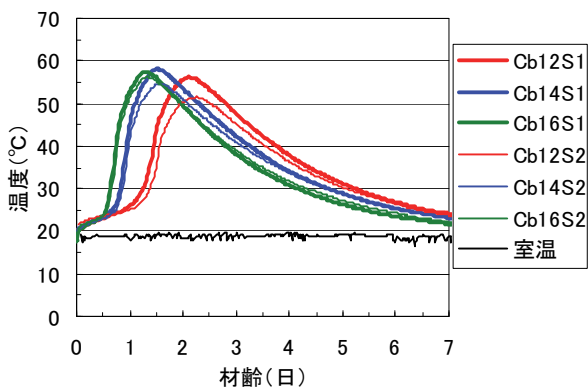


図-5 簡易断熱養生温度計測結果 (結合材:Cb)

3.4 強度試験結果

結合材や骨材の違いによる圧縮強度の比較を図-6に示す。本実験で用いた材料では、管理材齢 28 日における設計基準強度 150N/mm² の実現は難しいことが明らかになった。結合材種類による強度発現傾向は、初期材齢では異なるものの、長期にはほぼ同等であった。材齢 56 日の圧縮強度を比較すると、細骨材に砂岩砕砂 S1 を使用した調合は山砂 S2 を使用した調合に比べて、結合材を Ca とした場合では違いは見られなかったが、結合材を Cb とした場合では平均で 5%程度高くなった。また、粗骨材に石灰石砕石 G2 を使用した調合と硬質砂岩砕石 G1 を使用した調合では、圧縮強度に大きな差は見られなかった。

材齢 56 日の圧縮強度と結合材水比の関係を図-7に示す。結合材を Cb とした場合、細骨材を山砂 S2 とすると結合材水比 8.33 と 7.14 (水結合材比 12%と 14%) の間で圧縮強度の増分はほとんど無く、細骨材を砂岩砕砂 S1 としても、水結合材比を小さくすることによる圧縮強度の増加が頭打ちになる傾向が認められた。これに対して、結合材を Ca とした場合は、結合材水比 6.25 (水結合材比 16%) のデータは無いものの、この間の強度増加は Cb に比べて良好であった。

混和材料による圧縮強度への影響を図-8に示す。収縮低減剤を使用した調合の圧縮強度は、いずれの水結合材比においても初期の発現は小さく、無添加の調合に比

べて 17~22%低い、長期的には増進して材齢 56 日で 4~7%程度、材齢 91 日では 4%程度の低下に収まった。膨張材を使用した調合の圧縮強度は、初期は無添加のものに比べて 2~3%の低下であったが、長期的には水結合材比によって異なり、水結合材比 16%の調合は同程度の強度低下率を維持したが、水結合材比 12%の調合は材齢 56 日で 10%、材齢 91 日では 8%低下した。この原因としては、膨張材が初期に水分と反応することで、水結合材比が小さい調合では、緻密な水和生成物の

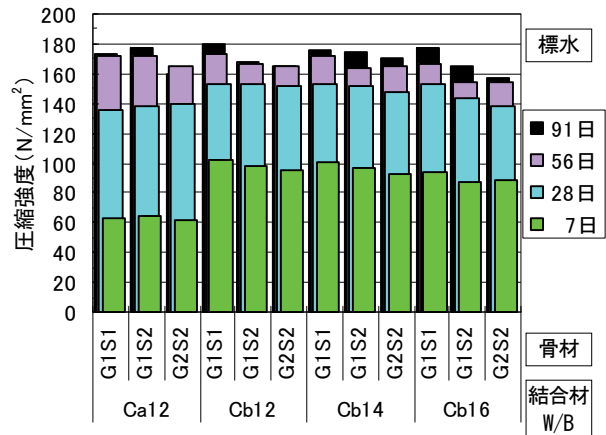


図-6 強度発現傾向 (結合材・骨材種類・W/B 別)

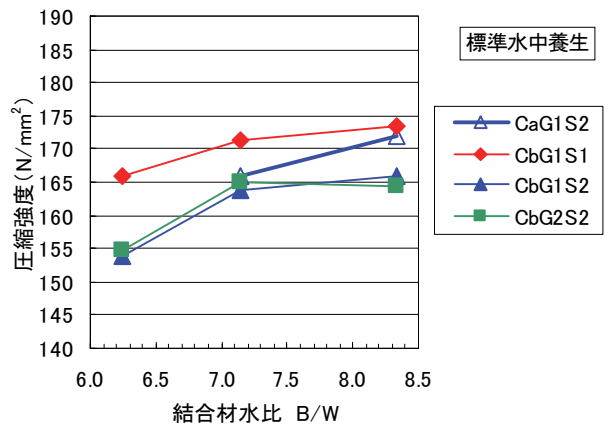


図-7 強度発現傾向 (材齢 56 日)

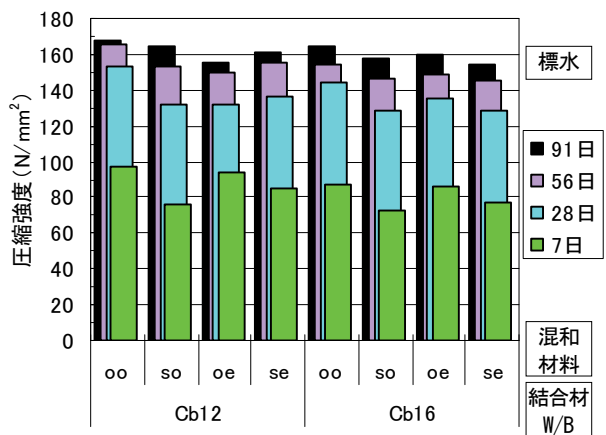


図-8 強度発現傾向 (混和材料別)

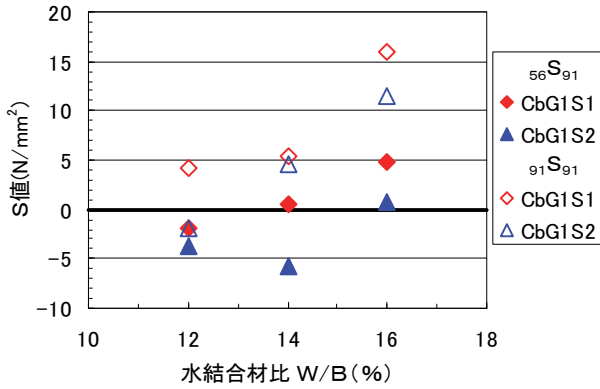


図-9 簡易断熱養生によるS値

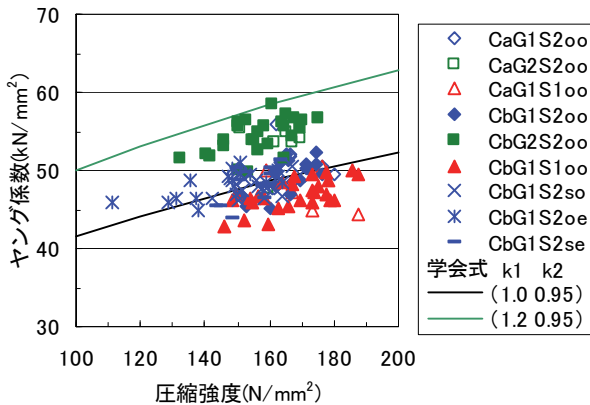


図-10 強度とヤング係数の関係

長期的形成が阻害されることや、長期の水和に必要な水分が十分に確保できなくなることが考えられる。

簡易断熱養生供試体による強度補正值 (S 値) を図-9 に示す。S 値は水結合材比が小さいほど小さくなり、水結合材比が 14% 以下の調査では ${}_{56}S_{91}$ の値はほぼ 0 となった。これは、いずれの結合材も低熱ポルトランドセメントをベースにして製造されているために、長期強度の伸びが良好であることによると考えられる。

圧縮強度とヤング係数の関係を図-10 に示す。圧縮強度とヤング係数の関係は、粗骨材を石灰石砕石 G2 にした調査では硬質砂岩砕石 G1 とした調査よりも高くなり、細骨材を砂岩砕砂 S1 にした調査では山砂 S2 にした調査よりもやや低くなる傾向が見られたが、使用した結合材種類や、収縮低減剤および膨張材の混和による影響は見られず、建築学会の関係式³⁾に添う結果であった。

3.5 収縮試験結果

自己収縮計測結果から、水結合材比や結合材種類による収縮傾向を図-11 に示す。自己収縮ひずみは、水結合材比が小さく単位結合材量が多い調査ほど大きくなる傾向にあった。材齢 180 日の自己収縮ひずみは、水結合材比が 12% では 800 μ を超えるが、14% 以上のものでは 700 μ を下回った。結合材種類を比較すると Ca は同じ水結合材比でも自己収縮ひずみは Cb よりも平均で 27% 小さく、水結合材比が 12% でも材齢 180 日で 600 μ を下回った。既往の研究⁴⁾では、シリカフュームの添加

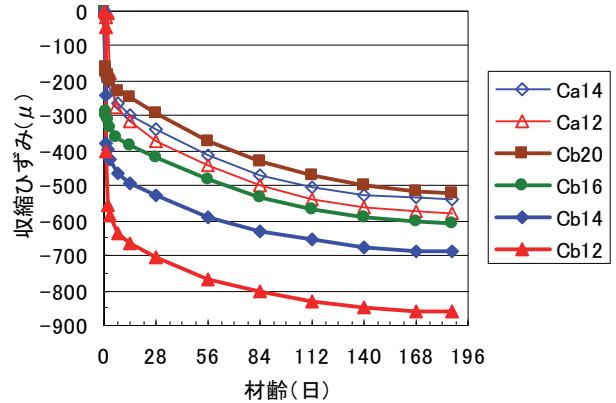


図-11 自己収縮計測結果 (結合材種類・W/B 別)

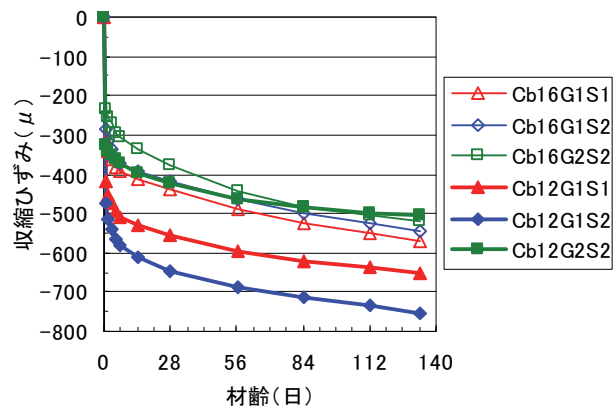


図-12 自己収縮計測結果 (骨材種類別)

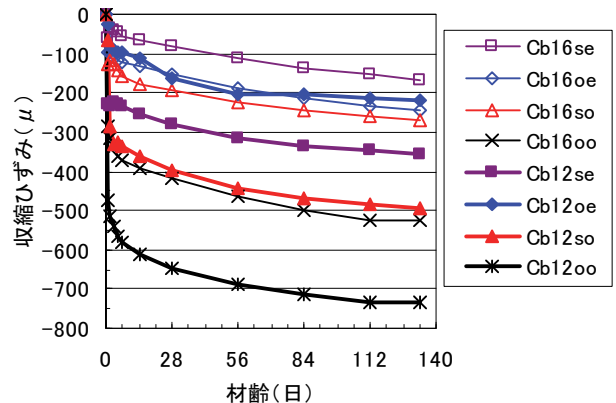


図-13 自己収縮計測結果 (混和材料別)

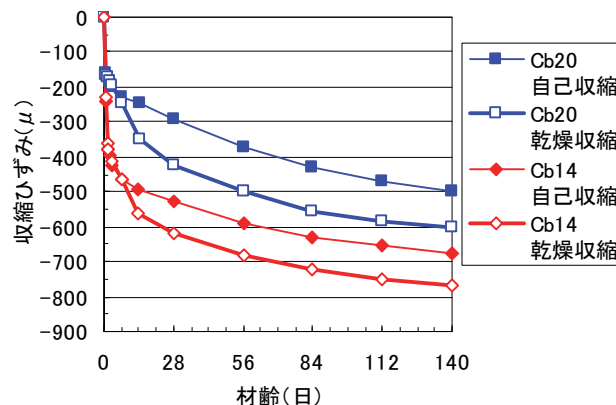


図-14 自己収縮と乾燥収縮の計測結果対比

率が多い場合には自己収縮量が増えることが報告されているが、今回の実験では、結合材を Ca とした調査では、結合材を Cb とした同じ単位結合材量の調査と比較しても自己収縮が小さいため、Ca は Cb に比べて自己収縮の抑制に適した結合材であると考えられる。

水結合材比や骨材種類による収縮傾向を図-12 に示す。粗骨材を石灰石砕石 G2 とした場合は硬質砂岩砕石 G1 に比べて、水結合材比 12%の調査で 34%、水結合材比 16%では 13%収縮量が小さくなった。細骨材種類を比較した場合は、砂岩砕石 S1 と山砂 S2 の間で収縮に明確な差は見られなかった。

混和材料を添加した場合の自己収縮ひずみの計測結果の比較を図-13 に示す。混和材料による自己収縮ひずみの低減効果は水結合材比によって若干異なるが、平均すると収縮低減剤が 43%、膨張材が 63%、これらを各半量併用した調査では 62%であった。

収縮計測結果を図-14 に示す。乾燥収縮量は、脱型した材齢 7 日から材齢 28 日まででは自己収縮量との差が大きくなっていったが、その後は自己収縮と同様の収縮傾向を示しており、乾燥収縮は自己収縮に比べて最大でも 130 μ 程度大きいだけであった。

4. まとめ

室内試験練りと凝結試験、温度計測、圧縮強度試験、収縮計測などの結果から、以下のことが明らかとなった。

- a. フレッシュコンクリート～硬化性状
 - i. フレッシュコンクリートの粘性は、細骨材を砂岩砕石とした調査や膨張材を添加した調査では高くなり、結合材種類を Cb とした調査は Ca に比べて高くなった
 - ii. 凝結時間は、水結合材比 12%では 24～48 時間以上を要し、結合材種類を Ca とした調査や収縮低減剤の添加により遅延し、膨張材の添加により促進した
 - iii. 硬化時の最高温度は、高性能減水剤の添加量の影響により、水結合材比の小さいものほど低く、その到達時間は遅れる傾向にあった
- b. 圧縮強度性状
 - i. 適切な材料を選択した上、水結合材比を 14%以下にすることで、材齢 56 日以降に設計基準強度 150N/mm²を満足するコンクリートが製造できる
 - ii. 圧縮強度は、結合材種類を Ca とした調査では材齢 28 日まででは結合材種類を Cb とした調査よりも低い、長期強度はほぼ同等であった
 - iii. 圧縮強度は、粗骨材に石灰石砕石を使用した調査と硬質砂岩砕石を使用した調査では差は無かったが、細骨材に砂岩砕石を使用した調査では山砂よりも 5%程度高くなった

- iv. 長期圧縮強度は、混和材料の添加によって収縮低減剤では 4%、膨張材は 8%程度低下した
- v. S 値は水結合材比が小さいほど小さくなり、水結合材比 14%以下で S_{91} の値は 0 となった
- vi. 圧縮強度とヤング係数の関係は、建築学会の関係式にはば添う結果であった

c. 収縮性状

- i. 自己収縮ひずみは、水結合材比が小さくなるほど大きくなるが、普通強度のコンクリートの乾燥収縮量と同程度であった
- ii. 結合材種類を Ca とした調査は Cb とした調査よりも自己収縮ひずみが小さくなった
- iii. 自己収縮ひずみは、粗骨材を石灰石砕石とした調査では硬質砂岩砕石に比べて小さくなった
- iv. 水結合材比や使用材料により異なるが、混和材料によって自己収縮ひずみは 35%以上低減された
- v. 乾燥収縮は自己収縮に比べて 130 μ 程度大きい

5. あとがき

Fc150N/mm² 級の高強度コンクリートの実用化に向けて、結合材や骨材の種類、混和材料などを要因に水結合材比 16～12%の調査について室内試験練りを行った。この結果、コンクリートの練り混ぜが可能であることと、骨材種類、混和材料による圧縮強度発現傾向や自己収縮の傾向などを把握することができ、Fc150N/mm² に対応した材料や調査についての基礎的性状に関する資料をまとめた。実験から、現在使用できる材料のなかで高強度コンクリートに対応した良質なものをを用いても、水結合材比と強度の関係に頭打ちの傾向があることなどから、Fc150N/mm² のコンクリート製造は、レディミクストコンクリート工場の通常のラインで製造できるほぼ限界の強度域であると考えられる。

今後はこれらの資料をもとに、生コン工場での製造実験などを経て Fc150N/mm² 級の高強度コンクリートの実用化に取り組んでいく予定である。

【参考文献】

- 1) 例えば、谷川恭雄ほか、「高強度・超高強度コンクリートの圧縮破壊性状に及ぼす粗骨材品質の影響」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 13、No. 1、pp. 209-214、1991、など
- 2) 日本コンクリート工学協会、「コンクリートの自己収縮研究委員会報告書」、2002
- 3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、p. 38、1999
- 4) 今本啓一ほか、「高強度・超高強度コンクリートの収縮性状に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 17、No. 1、pp. 1061-1066、1995

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3 フラットプレート架構の設計法－

Experiment of Flat Plate Structure

- Part 3 Method of Designing Flat Plate Frame -

岸本 剛* 岡 靖弘** 平松一夫*** 遠山裕史****

要 旨

SI（スケルトン・インフィル）住宅に対応する工法として、梁型を無くして柱とスラブからなるフラットプレート構造がある。フラットプレート構造では梁が無いいため自由な空間構成が可能となるが、地震時の挙動については不明な点が多い。そのため、地震時の特性および設計条件を明らかにするため実施した部分架構実験の結果に基づき、フラットプレート構造の復元力特性の評価法や終局強度設計における設計手法を提案した。

キーワード：フラットプレート構造、鉄筋コンクリート、スラブ

1. まえがき

近年、建物の長寿命化に伴い超高層住宅において住戸プランの変更を可能とするため室内に梁型を出さない大型スラブを用いた計画が増加している。対応する工法として、図-1に示すように梁材が無く柱に緊結されたスラブを利用する構造形式（以下：フラットプレート構造）がある。フラットプレート構造では梁が無いため自由な空間構成が可能となるが、一般的なスラブのみでは、地震力に対して十分な剛性と耐力が確保できないためコア壁などの他の耐震要素を併用した設計がされているのが現状である。

地震力の負担が可能なフラットプレート構造が使用できれば他の耐震要素を出来る限り少なくし、梁型のないシンプルな架構が実現できる。しかしスラブを扁平な梁とみなした場合の有効な範囲や復元力特性の評価方法、および終局耐力式の精度などの終局強度設計で不明な点が多い。また、梁が無いことにより柱とスラブの接合部で地震時の脆性的な破壊であるパンチング破壊を生じやすいが、それを防止する補強方法が不明であるなど問題点が多いのが現状である。

そこで、筆者らは前報^{1), 2)}にてフラットプレート構造において梁と考える範囲や柱周りの補強筋量や形状をパラメータとした柱とスラブからなるフラットプレート構造の部分架構実験を実施し構造性能を検証した。今回、それらの結果に基づき、ラーメン架構として取り扱えるようにスラブの内、扁平な梁と考える範囲や剛性や耐力

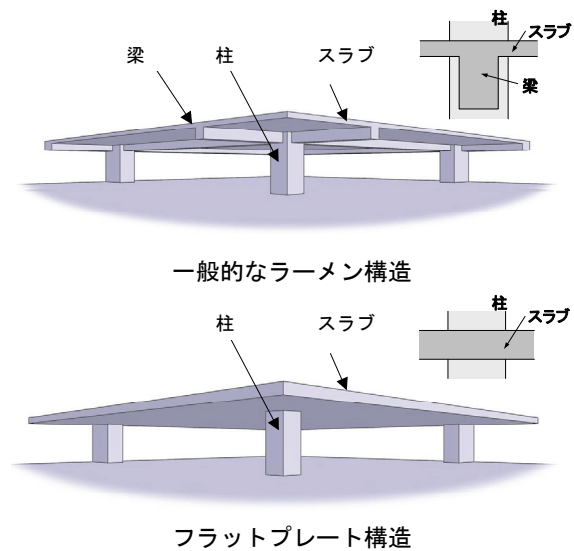


図-1 フラットプレート構造

に寄与する協力幅を定義し復元力特性の評価法を検討した。また、パンチング破壊を防止するための補強を施した場合における終局耐力の評価を行い、設計手法も含めたフラットプレート工法（奥村式フラットプレート工法、以下 本工法）を提案した。本報では、本工法の概要および復元力特性の評価法と終局強度設計手法について報告する。

2. 本工法の概要

*技術研究所 **東京支社建築設計部 ***技術本部建築部 ****関西支社建築設計部

本工法の代表的な配筋図を図-2に示すが、鉄筋コンクリート造の柱とスラブから構成され、梁型をなくし柱周りに支板を必要としない構造形式である。

本工法ではスラブの一部をフラットプレート梁と定義し、梁としての主筋を配置するとともに、端部にせん断補強筋を配置する。梁の幅は柱幅(Bc)にスラブ厚さ(Ds)を加えた範囲を基本とし、梁せいはスラブ厚と同じとしている。それ以外のスラブについてはスラブ筋を配置する。また、柱面よりスラブ厚さの範囲には柱周りのパンチング破壊を防止する目的でパンチング補強筋を配置する。せん断補強筋やパンチング補強筋は施工性に配慮し閉鎖型ではなく幅止め筋形状としている。なお、梁幅は安全率を大きくとることにより柱幅に柱せい(Dc)の2倍を加えた範囲までとすることができる。また、フラットプレート梁が取り付く外端部にはフラットプレート梁せいの1.5倍以上の梁せいを有する直交梁を設けることとしている。

これまではフラットプレート構造の特性が明確では無かったため地震力は耐震壁等の他の耐震要素に負担させ鉛直力(長期荷重)のみ負担させる設計が多く行われてきた。しかし部分架構実験により地震時の構造性能を確認しているため、本工法ではフラットプレート構造に地震力を負担させることができる。なお、部分架構実験では十字形部分架構13体、ト字形部分架構2体、T字形部分架構1体の計16体を実施している(以下、本実験)。

3. 復元力特性の評価法

3.1 評価法の概要

フラットプレート構造においても通常の柱梁構造と同様に復元力特性をトリリニアで評価するためには、梁

型が無いことによる影響を考慮する必要がある。フラットプレート構造では、梁と考える幅は一般的に柱幅よりも大きいので協力幅も含めた全幅で様な応力状態とはならない。また剛性および耐力については柱形状やスラブのシアパン比などの影響が一般の梁の場合と異なるため同様の評価が難しいことが考えられる。そこでフラットプレート構造の復元力特性の評価方法について実験結果に基づき検証した。

3.2 初期剛性算定用有効幅(B)

フラットプレート構造では水平荷重方向のスラブの回転角は水平荷重直交方向に対し一様ではなく柱より離れるほど小さくなる。またフラットプレート梁の幅は柱幅よりも大きいので協力幅も含めた全幅で様な応力状態とはならない。そこで初期剛性算定における有効幅は水平荷重直交方向のスラブの回転角を一定とした等価梁モデルに低減率(有効幅係数)を乗じることにより評価し式(1)により求めることとした。式(1)は文献(6)によるもので表-1に示す加力直交方向のスパン長(Ly)に対する有効幅係数(λ)を各方向スパン長、スパン比、柱形状を考慮し有限要素法解析による弾性理論解で求めたものである。同文献は、ACI318 CHAPTER 13 (TWO-WAY SLAB SYSTEMS)が水平荷重時の剛性について参照している文献(7)で用いられている。なお、等価梁モデルにおける梁せいはスラブ厚とした。

$$B = \lambda \cdot L_y \quad \text{----- (1)}$$

B : 初期剛性算定用有効幅

λ : 有効幅係数で表-1による

L_y : 加力直交方向のスパン長

図-3に初期剛性の実験値と計算値の比較を示す。本実験のうち、表-1より求まる初期剛性算定用有効幅以上の試験体幅を有する試験体はN-8、9の2体が該当する。そのためN-8、9の初期剛性算定用有効幅は表-1

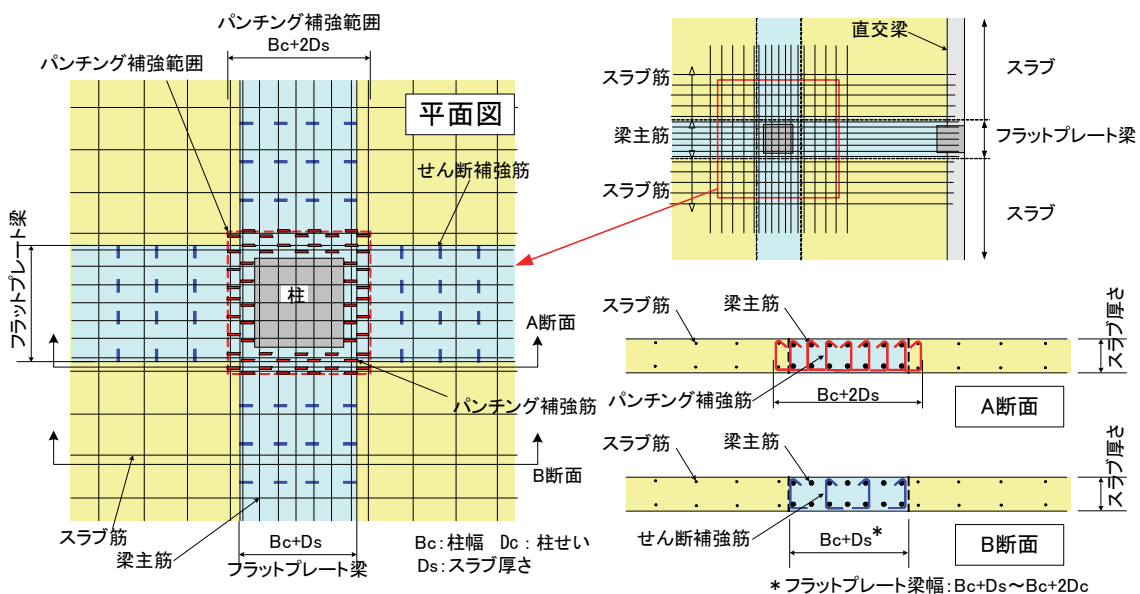


図-2 本工法の代表的な配筋図

に従い算出し、その他の試験体においては試験体幅すべてが有効として算出した。N-8、9の結果では、表-1による有効幅係数 $\lambda=0.6$ とした場合の有効幅で求めた計算値に対する実験値の比は0.87、0.95と今回の実験結果では1.0に近い値となった。

3.3 曲げひび割れモーメント (Mcr)

曲げひび割れモーメント (Mcr) は一般の梁と同様に式(2)³⁾にて求めることとした。なお、Ze算定においては初期剛性算定用有効幅と同じとした。図-4に曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較を示す。N-8、9の結果では、計算値に対する実験値の比は1.04、0.96であった。

$$Mcr = 0.56\sqrt{\sigma_B}Ze+ND/6 \quad \text{----- (2)}$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度

Ze = Ie/(D/2) : 鉄筋を考慮した断面係数

N : 軸力

D : 部材せい

3.4 曲げ強度 (My)

曲げ強度 (My) も一般の梁と同様に式(3)⁴⁾にて求めることとした。なお、曲げ強度算定用有効幅 (フラットプレート梁曲げ強度算定に考慮するスラブ筋の範囲で剛性算定用有効幅と異なる) は本実験結果および既往の研究を基に図-5中に示す45°の範囲を有効とした。同図に曲げ強度の実験値と計算値の比較を示す。実験値/計算値の平均値は1.1と1.0を上回っていた。

$$My=0.9\Sigma at \cdot \sigma y \cdot d \quad \text{----- (3)}$$

at : 引張鉄筋断面積

σy : 主筋降伏強度

d : 有効せい

3.5 降伏時剛性低下率 (αy)

フラットプレート梁は一般の梁に比べせいが小さいため、シアスパン比(a/Ds)が菅野式⁸⁾の適用範囲である5.0を上回り、菅野式を直接適用できない。そこで実験結果を基に式(4)に示すように菅野式による剛性低下率にせん断スパン比および引張鉄筋比に応じた低減率を乗じ算出することとした。

低減率は、フラットプレート梁の降伏時層間変形角の実験値が文献5)による計算値(以下 耐震性能評価指針式)と図-6に示すように概ね一致していたので、耐震性能評価指針式を理論値とみなし、耐震性能評価指針式と菅野式との関係から決定した。図-7にSD345-Fc30、SD490-Fc42の組み合わせにおける、各シアスパン比での菅野式による降伏変形角計算値 (sRy) と耐震性能評価指針による計算値 (tRy) の比 (sRy/tRy) を示す。この比を菅野式の低減率とし、引張鉄筋比が0.5、1.0、2.0%の場合において検討した。

同図より、シアスパン比が5.0以上ではシアスパン比が大きくなるに従い、また引張鉄筋比が小さくなるに従い計算値の比 (sRy/tRy) が小さくなる傾向を示した。なお、引張鉄筋比が1.0%の時、シアスパン比が5以下で

表-1 初期剛性算定用有効幅係数 (λ)

Lx/Ly=0.5	Dc/Lx	Bc/Lx				
		0.04	0.06	0.08	0.10	0.12
	0.04	0.217	0.212	0.212	0.215	0.220
	0.06	0.270	0.249	0.243	0.242	0.243
	0.08	0.304	0.280	0.271	0.267	0.266
	0.10	0.315	0.301	0.294	0.290	0.288
	0.12	0.313	0.315	0.313	0.310	0.308

Lx/Ly=1.0	Dc/Lx	Bc/Lx				
		0.04	0.06	0.08	0.10	0.12
	0.04	0.429	0.418	0.419	0.425	0.434
	0.06	0.531	0.491	0.479	0.476	0.479
	0.08	0.597	0.550	0.532	0.525	0.523
	0.10	0.616	0.590	0.576	0.568	0.564
	0.12	0.612	0.616	0.612	0.606	0.602

Lx/Ly=1.33	Dc/Lx	Bc/Lx				
		0.04	0.06	0.08	0.10	0.12
	0.04	0.552	0.538	0.540	0.547	0.558
	0.06	0.677	0.628	0.612	0.609	0.612
	0.08	0.754	0.698	0.676	0.667	0.664
	0.10	0.775	0.744	0.727	0.717	0.712
	0.12	0.769	0.733	0.768	0.761	0.756

Lx/Ly=2.0	Dc/Lx	Bc/Lx				
		0.04	0.06	0.08	0.10	0.12
	0.04	0.732	0.716	0.717	0.726	0.737
	0.06	0.868	0.813	0.796	0.792	0.795
	0.08	0.944	0.884	0.860	0.850	0.846
	0.10	0.958	0.926	0.908	0.897	0.891
	0.12	0.944	0.948	0.942	0.935	0.928

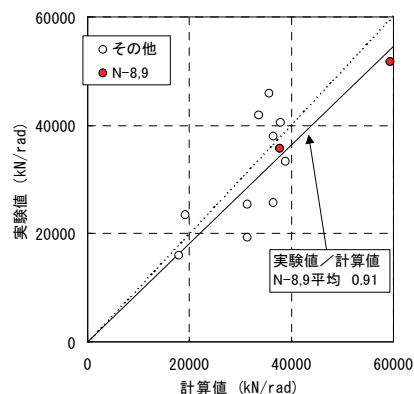
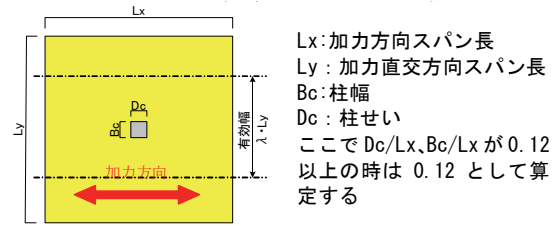


図-3 初期剛性の比較

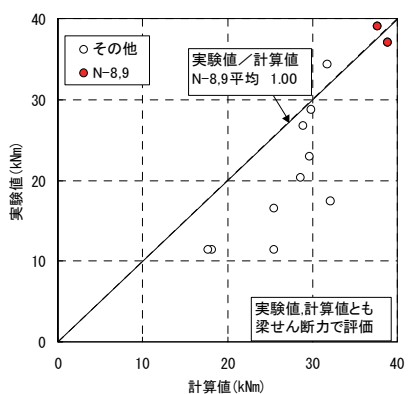


図-4 曲げひび割れモーメントの比較

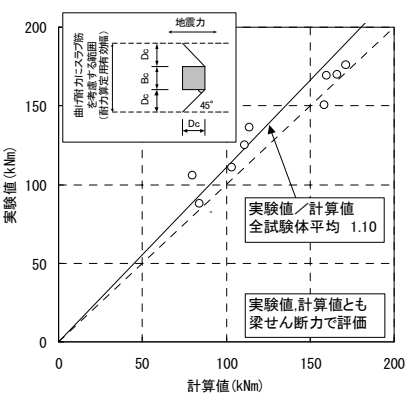
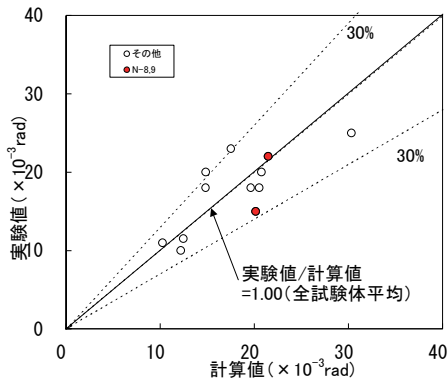
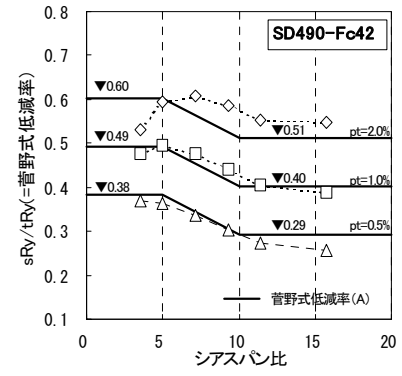
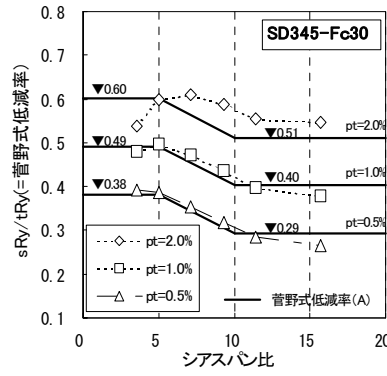


図-5 曲げ強度の比較



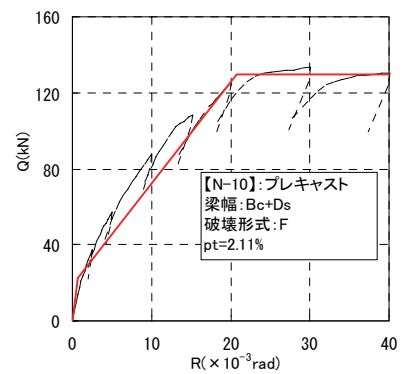
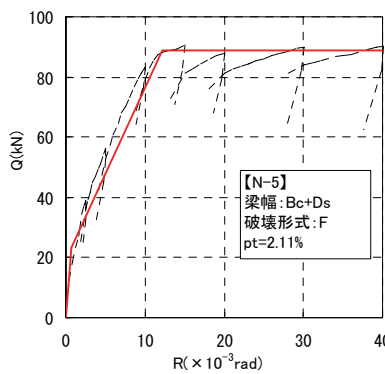
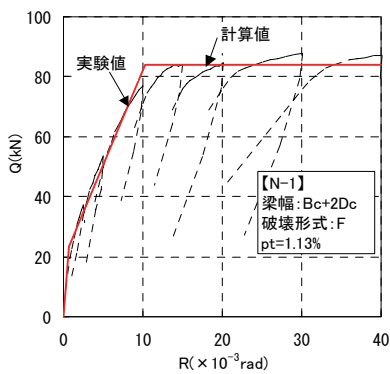
図一六 降伏変形角の実験値と計算値 (耐震性能評価指針式) の比較



a) SD345-Fc60 の組み合わせ

b) SD490-Fc42 の組み合わせ

図一七 シアスパン比と菅野式低減率の関係



図一八 骨格曲線の実験値と計算値の比較

は菅野式低減率は約 0.5 倍、10 以上では約 0.4 倍であった。同図には併せて、各引張鉄筋比 (pt=0.5、1.0、2.0%) における菅野式低減率の計算値を示す。菅野式低減率はシアスパン比と引張鉄筋比を考慮し求めた。菅野式低減率とシアスパンの関係は、5.0 以下、10.0 以上は一定とし、5~10 の範囲は直線補間とした。また、菅野式低減率と引張鉄筋比の関係は引張鉄筋比の対数として定めた。これは引張鉄筋比が 0.5~1.0% 時の菅野式低減率の差と 1.0~2.0% 時の差が同程度である傾向を示したためである。式(4)は各引張鉄筋比における計算値を概ね推定できると考えられる。

$$\alpha y = A \cdot (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043a/Ds) \cdot (d/Ds)^2 \quad (4)$$

$$A = 0.159 \cdot \ln(pt) + 1.224 \quad (a/Ds \leq 5)$$

$$A = 0.159 \cdot \ln(pt) + 1.134 \quad (a/Ds \geq 10)$$

$$A = 0.159 \cdot \ln(pt) + 1.224 - 0.018 \cdot (a/Ds - 5) \quad (5 < a/Ds < 10)$$

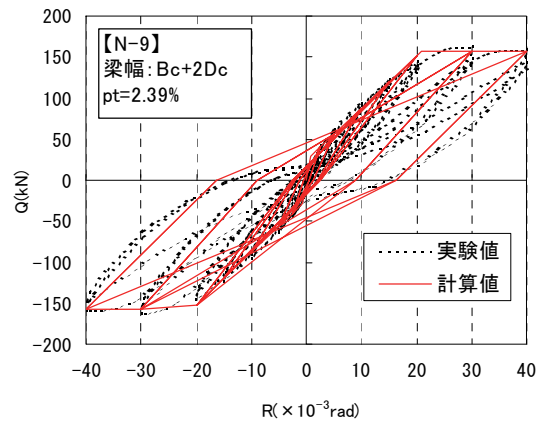
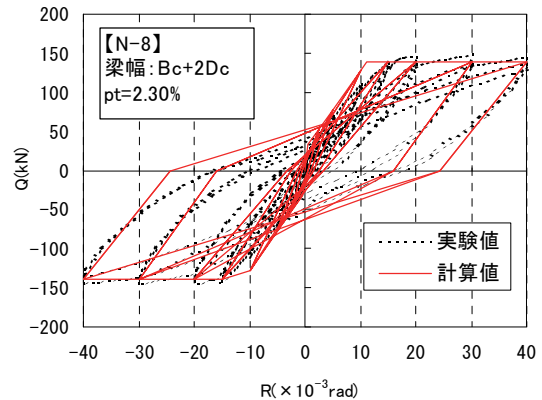
n : ヤング係数比

pt : フラットプレート梁の引張鉄筋比

a/Ds : シアスパン比

3.6 実験値と計算値の比較

図一八に試験体N-8、N-9のフラットプレート架構の骨格曲線の実験値と計算値の比較を示す。併せて図一九に



図一九 復元力特性の実験値と計算値の比較

代表的な試験体の履歴曲線の実験値と計算値の比較を示す。履歴曲線のモデル化では、3折れ点の武田モデルで表した。各折れ点は前項までにより算定し、除荷剛性は $\gamma = 0.4$ とした。実験値と計算値は概ね一致し本検証法にて十分評価できると考えられる。

4. 終局強度の設計手法

4.1 設計手法の提案

フラットプレート構造の終局強度設計ではフラットプレート梁より柱に伝達される曲げモーメントおよびせん断力により接合部でパンチング破壊を生じないことを確認する必要がある。具体的には式(5)に示すフラットプレート梁の曲げ耐力に達するメカニズム時モーメント(Md)に対する柱・フラットプレート梁接合部周りでスラブがパンチング破壊する時の終局伝達節点モーメント(Mu)の比(Mu/Md)でいわゆる接合部せん断余裕度が α_0 以上を確保する必要がある。ここで α_0 は安全率で1.0以上を示す。

ここで柱・フラットプレート梁接合部周りでスラブがパンチング破壊する時のモーメント(Mu)は式(8)に示すRC規準³⁾によるパンチング相関式を準用し、式(7)としている。式(7)は式(8)の左辺と右辺が等しいとして終局伝達節点モーメント(Mu)について解いたものである。これは、パンチング破壊時の終局伝達節点モーメント(終局耐力)が終局伝達鉛直力(設計用鉛直力)に依存することを示している。また、危険断面位置でのフラットプレート梁の曲げ強度は前章の結果を基に式(3)による。この時、フラットプレート梁の曲げ耐力時のモーメントをパンチング破壊時のモーメント

と比較するため節点に置き換える必要がある。

検定式はRC規準によるパンチング相関式を準用した式(5)による。また、長期荷重が大きくなると脆性的な破壊を生じやすいことを考慮し実験結果および既往の研究⁹⁾を参考に式(6)においてメカニズム時伝達鉛直力(Vd)を終局伝達鉛直力(Vo)の0.3以下としている。

$$Mu/Md > \alpha_0 \quad \text{----- (5)}$$

$$Vd/Vo < 0.3 \quad \text{----- (6)}$$

$$Mu = Mo \cdot (1 - \alpha_v \cdot Vd/Vo) \quad \text{----- (7)}$$

$$\alpha_v \cdot Vd/Vo + Mu/Mo < 1.0 \quad \text{----- (8)}$$

$$Mo = Mf + Ms + Mt \quad \text{----- (9)}$$

Mu: 鉛直力を考慮した終局伝達節点モーメント

Md: メカニズム時節点モーメント

Mo: モーメントのみが伝達される時の終局伝達節点モーメント

Vd: メカニズム時伝達鉛直力

Vo: 鉛直力のみが伝達される時の終局伝達鉛直力

α_0 : 梁幅が Bc+Ds の時 1.0、Bc+2Dc の時 1.4

α_v : 1.0 ただし上下地震動の影響を考慮する必要がある場合 1.5 以上

Mf: 梁の曲げ抵抗によって伝達されるモーメント

Ms: 前後面のせん断力により伝達されるモーメント

Mt: 両側面のねじりにより伝達されるモーメント

4.2 実験値と計算値の比較

図-10 に部分架構試験体の接合部せん断余裕度(Mu/Md)と実験値と計算値の比(Mmax/Md)の関係を既往の実験^{10)~16)}も含んで示す。図中×印は、スラブがパンチング破壊した実験データである。本実験で Mmax/Md が 1.0 以上であった試験体に着目すると、フラットプレート梁の幅を Bc+Ds とした場合は Mu/Md が 1.0 以上であり、

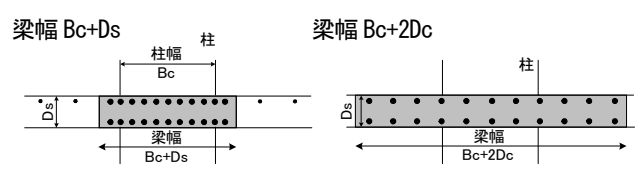
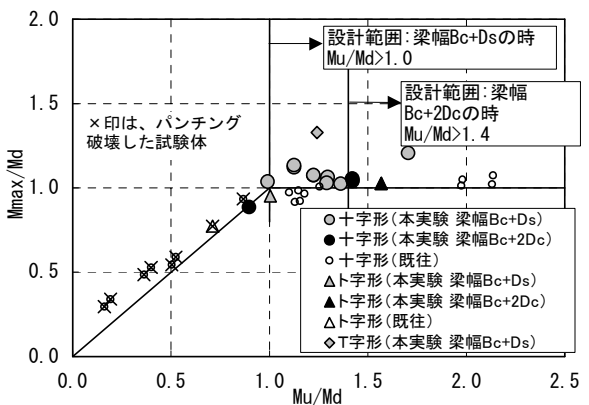
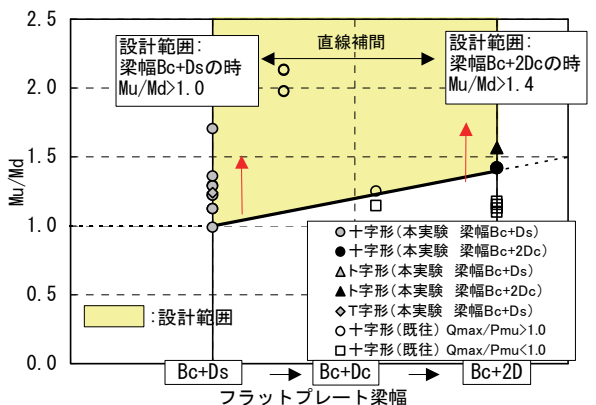


図-10 Mu/Md と Mmax/Md の関係



Mmax/Md については、本実験はいずれも 1.0 以上、既往の実験：“○”は 1.0 以上、“□”は 1.0 以下
ここで、既往の実験の破壊形式は、文献に記載の荷重変形関係やひずみデータ等よりスラブの曲げ降伏先行型と判断している。

図-11 フラットプレート梁幅と Mu/Md 関係

幅を $Bc+2Dc$ とした場合は Mu/Md が 1.42 以上であった。しかし既往の研究ではフラットプレート梁の幅を $Bc+Ds$ 以上とした場合、 Mu/Md が 1.0~1.4 の範囲において試験体が曲げ破壊したにもかかわらず $Mmax/Md$ が 1.0 を下回る例がみられた。既往の研究 ($Mu/Md > 1.0$) ではフラットプレート梁幅は $Bc+Ds \sim Bc+2Dc$ であるが、フラットプレート梁幅が柱幅に対し大きくなるほど、柱より離れた梁主筋の応力を接合部に伝達できず、有効に働く梁主筋の割合が小さくなるためであると考えられる。

本実験結果では、フラットプレート梁(梁幅 $Bc+Ds$)が曲げ破壊し、実験値が曲げ耐力計算値を上回った ($Mmax/Md > 1.0$) 試験体では、 Mu/Md の最小値が 0.99 と約 1.0 となっている。そのためフラットプレート梁幅を $Bc+Ds$ とした場合、 Mu/Md は 1.0 以上で評価できると考えられる。

フラットプレート梁幅が $Bc+2Dc$ の時、本実験結果では Mu/Md の最小値が 1.42 となっている。また、既往の実験では Mu/Md が 1.0~1.4 の範囲では、 $Mmax/Md$ が 1.0 を下回る結果がみられる。そのため、今回の実験結果を基にフラットプレート梁の幅を $Bc+2Dc$ とした場合、現在の知見では Mu/Md は 1.4 以上 ($\alpha_o=1.4$) として設計することが望ましいと考えられる。

フラットプレート梁幅がその間にある場合について、図-11 に示す。図-11 は図-10 において本実験結果と既往の実験データのうち Mu/Md が 1.0 以上の結果を取り出したものである。既往の研究で“○”はその内、実験値が計算値を上回る試験体 ($Mmax/Md > 1.0$)、“□”は下回る試験体を示す。なお、既往の実験ではフラットプレート梁幅は $Bc+Ds$ 以上である。図中にフラットプレート梁幅が $Bc+Ds$ の時 $\alpha_o=1.0$ 、 $Bc+2Dc$ の時 $\alpha_o=1.4$ とし、その間を直線補間した斜線を併記する。試験体数は少ないものの設計範囲内では実験値は曲げ耐力計算値を上回っていることより、その間の α_o はフラットプレート梁幅により決めることとした。

これによりパンチング破壊に対して安全に評価できると考えられる。

5. あとがき

フラットプレート構造において実験結果を基に復元力特性の評価法と終局強度設計手法について提案し、安全に評価できることを確認した。今後「奥村式フラットプレート工法」を積極的に実建物に適用していきたい。

【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 水平加力実験」、奥村組技術研究年報、No. 32、pp. 43-48、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 各部分架構の水平加力実験」、奥村組技術研究年報、No. 33、pp. 95-100、2007. 7

3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」、1999

4) 日本建築センター、「建築物の構造規定」、1997

5) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」、2004

6) Fed Allen, Peter Darvall, 「Lateral Load Equivalent Frame」、ACI Journal, Vol. 74, No. 7, pp. 294-299、1977

7) 「Frame Analysis of Concrete」、CONCRETE INTERNATIONAL、DECEMBER 1983

8) 菅野俊介、「鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究(その3)」、日本建築学会関東支部研究発表会、1968. 6

9) 「Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures」、ACI STRUCTURAL JOURNAL、November-December 1988

10) 狩野芳一、吉崎征二、「フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その1)」、日本建築学会論文報告集第288号、昭和55年2月

11) 狩野芳一、吉崎征二、「フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その2)」、日本建築学会論文報告集第292号、1980. 6

12) 小坂英之、山田大助、山中久幸、立見英司、平田祐一、田野健治、「柱とスラブからなるラーメン架構の水平加力実験(その1~3)」、日本建築学会学術講演梗概集、2001. 9

13) 森 浩二、井上重信、中澤敏樹、飛田喜則、「柱とスラブとの接合部を補強したフラットプレートの構造性能に関する実験研究(その1、2)」、日本建築学会学術講演梗概集、2004. 8

14) 太田義弘、岡本晴彦、山本正幸、室屋哲也、「鉄筋コンクリート造柱-フラットスラブ接合部のせん断補強効果に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21 No. 3、1999

15) 鈴木紀雄、井上貴之、永井 覚、丸田 誠、「鉄筋コンクリート造柱-フラットスラブ接合部のせん断補強効果に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21 No. 3、1999

16) 金 亮基、隅澤文俊、中埜良昭、岡田恒男、「フラットプレート構造の柱-スラブ接合部の靱性に関する研究」、日本建築学会学術講演梗概集、1995. 8

床揺れ防止用制振装置の開発

Development of Tuned Mass Damper for Slab Vibration

柳沼勝夫* 稲留康一*

要 旨

近年、事務所ビル等では、室内間仕切りの自由度を増すために建築空間内を無柱にしたいという要望が多く、スラブが大型化してきている。大型化されたスラブの固有周波数は、人が揺れを感じやすい周波数に近くなるため、環境振動問題が生じることが懸念される。これを防止するためには、建物構造の補強や制振装置などによる対策が有効であるが、床揺れを制御する制振装置による対策は、建物構造の補強に比べると軽微であるため有効な手段である。そこで本報では、スラブの鉛直振動を効果的に制御する制振装置の概要と実大試験スラブにおける効果の検証結果について報告する。

キーワード：居住性、制振装置、環境振動、S造スラブ、鉛直振動

1. まえがき

建築空間内を無柱とし、空間内間仕切りの自由度を増したいという要望が多く、近年ではスラブが大型化してきている。大型化されたスラブの固有周波数は、人が揺れを感じやすい周波数に近くなるため、環境振動問題が生じる恐れがある。これを防止するためには、建物構造の補強や制振装置（以下、TMD：Tuned Mass Damper）などによる対策が有効であるが、床揺れを制御するTMDによる対策は、建物構造の補強に比べると軽微であるため有効な手段である。そこで本報では、スラブの鉛直振動を効果的に制御するTMDの概要と実大S造試験スラブにおける効果の検証結果について報告する。

2. TMDの概要

開発したTMDは、質量とばね、減衰装置により構成し、鉛直方向のみを制御するものとした。TMDの構成例を図-1に示す。

本TMDは、質量とばねのバランスによりスラブの固有周波数にチューニングする。チューニングは質量を加減して行う方法を採用した。そのため、質量は、微調整を可能とするために薄い鋼板を積層している。なお、ばねには、コイルばねを採用している。また、減衰装置は、温度変化や経年劣化を考慮してシリコン製のオイルダンパを採用した。

3. TMDの設計

効果的な制御を行うためには、対象スラブの一次固有

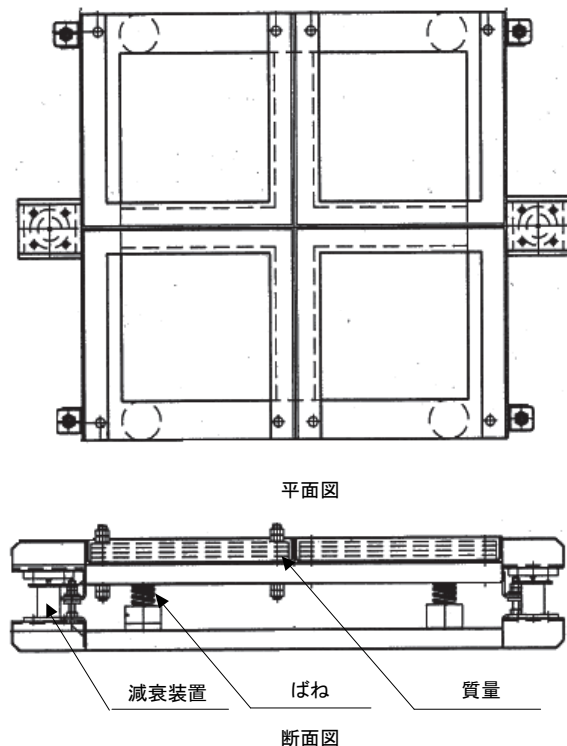


図-1 TMDの構成例

周波数や動的質量を考慮したTMDの質量、ばね、減衰比の設定が必要である。そのため、これら各要素に対する設定方法を検討した。

3.1 スラブの動的質量算定方法の検討

対象スラブが動的な荷重を受けた際に、どの程度の質量が稼働するのにかよってTMDの質量を決める必要があ

*技術研究所

る。そのため、スラブの動的質量の算定が必要となる。

スラブの動的質量を検討するため、図-2に示すS造試験スラブを用いて実験を行った。この試験スラブは、等価厚さ105mmのデッキスラブであり、四周を大梁(G1、G2：H=450×200×9×14)とし小梁を2本設けている。スラブの面積は約125m²で、スラブの静的質量は約30,000kgである。

動的質量を算定するために、スラブ中央部を力検出器付きハンマ（インパルスハンマ）で加振し、加振点近傍での振動加速度を測定して振動アクセラランス（振動加速度/加振力）を求めた。振動アクセラランスの逆数が動的質量となる。測定ブロックダイアグラムを図-3に、動的質量の測定結果を図-4に示す。

図-4の動的質量の測定結果をみると、全体の傾向としては、周波数の上昇に伴い動的質量が低下しており、周波数依存性がみられる。スラブの一次固有周波数は5.5Hzであり、この周波数では動的質量が大きく低下している。

衝撃荷重を与えた場合のスラブの強制変形範囲（加振時間内のスラブの応答範囲）は、その応答がスラブの曲げ変形に依存することから、曲げ波の1波長の範囲に相当する。そこで、各周波数に対する曲げ波の波長を算出し、その1波長の範囲内の質量が動的な質量になると仮定して図-4中に示した。その結果、動的質量の測定結果の平均的な値となっており、対応が良いことがわかる。しかし、低次の固有周波数については、共振、反共振の影響により対応が取れていない。そこで、実測値から共振の程度を表す共振倍率（Q値）¹⁾を求め、一次固有周波数における動的質量実測値にQ値を乗じた。その結果、約15,700kgとなり、曲げ波の1波長分の質量とほぼ対応が取れる結果となった。これらの結果から、スラブの動的質量は、各周波数に対する曲げ波の1波長分の質量と想定することで設定が可能であるといえる。

3.2 TMDの最適減衰比の算出

TMDの最適減衰比、最適減衰係数は、次式²⁾を用いて算出できる。

$$\mu = m/M \tag{1}$$

$$\zeta \text{ (最適減衰比)} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \tag{2}$$

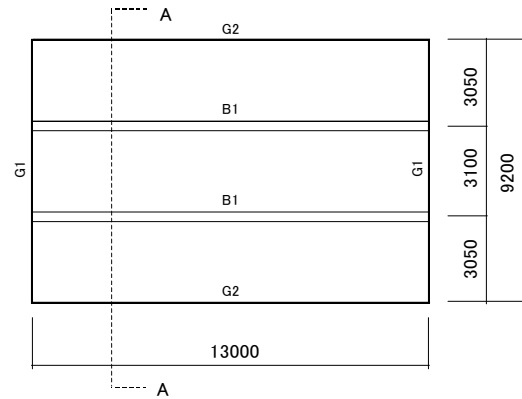
$$C \text{ (最適減衰係数)} = \zeta(2\sqrt{m \cdot k}) \tag{3}$$

ここで、 m ：TMDの質量 (kg)

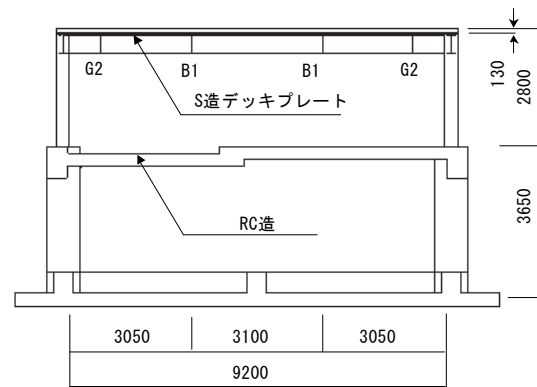
M ：スラブの動的質量 (kg)

k ：TMDのばね定数 (N/m)

理論解としては、TMDの減衰比を最適減衰比とすることによって効果的な装置となる。



平面図



A-A断面図

図-2 S造試験スラブの概要

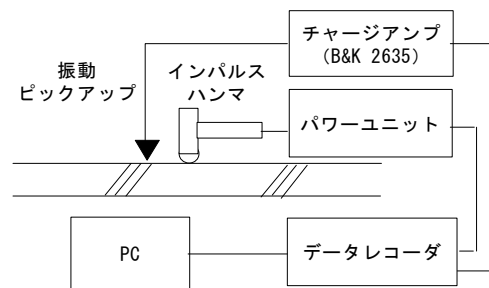


図-3 動的質量の測定ブロックダイアグラム

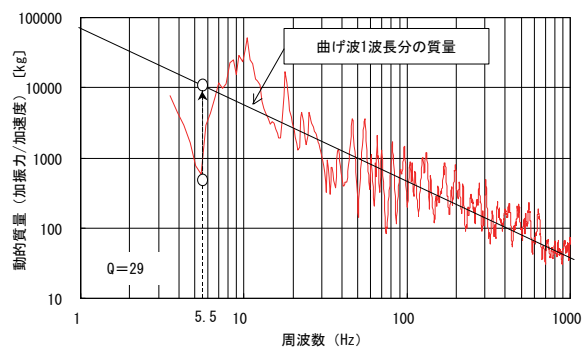


図-4 スラブの動的質量と固有周波数

4. TMD の効果確認実験

開発した TMD の効果を検証するため、TMD を試作して S 造試験スラブで効果確認の実験を行った。試作した TMD を写真-1 に示す。

4.1 試作した TMD の概要

TMD は、質量比が 0.6% (ばね上質量 100kg)、2.0% (ばね上質量 300kg)、3.2% (ばね上質量 500kg) の 3 種類を試作した。減衰比は、各質量比とも 6% を基本としたが、質量比 2.0% の装置については、8%、12%、21% も試作した。表-1 に試作した TMD の概要を示す。なお、減衰比 8.0% が式(2) で求めた最適減衰比である。

4.2 実験方法

実験は、スラブ上に TMD を設置し、スラブを加振した時のスラブの振動加速度を測定した。なお、TMD を固定した場合 (非制振時) と固定を解除した場合 (制振時) の測定結果を比較することで効果を確認した。

スラブを加振する際の加振源には、安定した加振を行える重量床衝撃音用加振源であるゴムボール (JIS A 1418-2 に規定されている衝撃力特性(2) : ゴムボールの仕様は、外形 0.185m、有効質量 2.5±0.1kg) を用い、高さ 1m から自由落下させた。

また、実際に問題となる加振源として人間の歩行などの連続的な加振が想定されるが、図-5 に示す人の歩行によるスラブの振動加速度応答例のように、同一の人間でも歩行間隔や加振力にばらつきが生じるため、制振時、非制振時で加振状況が変わる恐れがあった。そこで、ゴムボールを高さ 0.2m から 0.6 秒間隔 (人間の歩行間隔をイメージ) で自由落下させて連続加振とし、歩行加振を模擬した実験も行った。

制振装置の設置位置はスラブ中央とし、スラブ中央から 1.5m 離れた位置を加振点とした。スラブの振動加速度応答測定位置はスラブ中央から 1m 離れた点とした。測定位置の概要を図-6 に、測定状況を写真-2 に示す。

スラブの振動加速度応答の測定には、振動レベル計 (RION VM-53A) を用い、スラブ加振時の振動加速度応

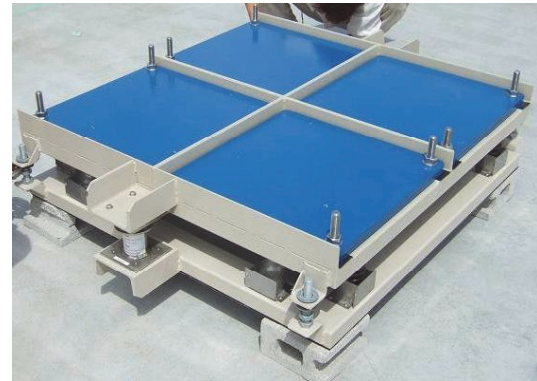


写真-1 TMD の試作機

表-1 スラブの動的質量に対する質量比と減衰比

質量比	装置ばね上の質量	スラブの動的質量
0.6%	100kg	約15700kg
2.0%	300kg	
3.2%	500kg	

質量比	減衰比	最適減衰係数に対する比率
2.0%	6.0%	0.8
〃	8.0%	1.0
〃	12.0%	1.5
〃	21.0%	2.2

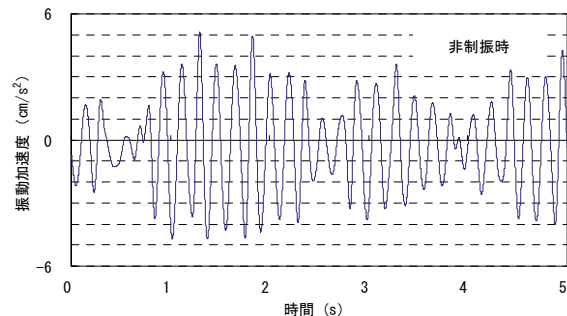


図-5 歩行加振時のスラブの振動加速度応答例

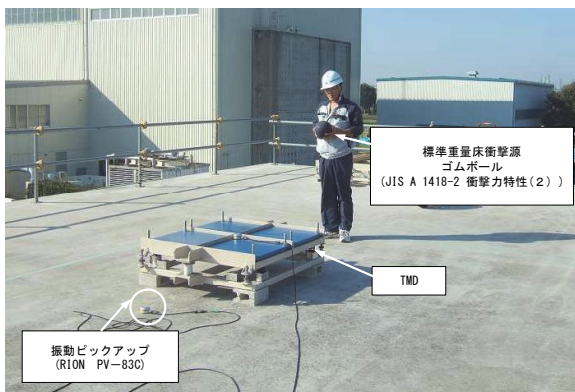


写真-2 測定状況 (ゴムボール単発加振時)

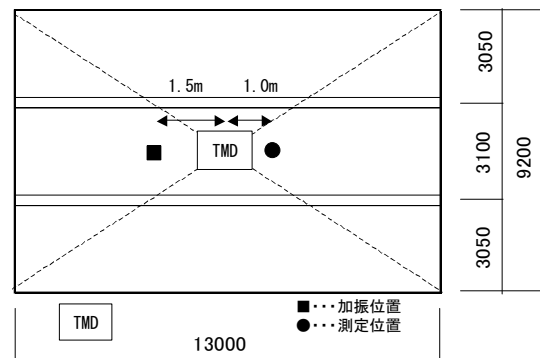


図-6 測定位置の概要

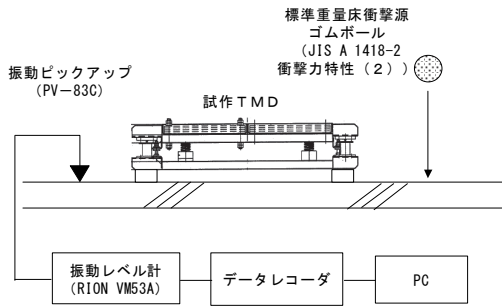


図-7 振動加速度応答の測定ブロックダイアグラム

答をデータレコーダに収録し周波数分析を行った。図-7に測定ブロックダイアグラムを示す。

5. 検証結果

5.1 質量比の影響

ゴムボール単発加振時におけるスラブの振動加速度時系列応答波形測定結果を図-8に示す。非制振とは、スラブ上にTMDを設置した後、ばねを固定し、TMD本体が上下運動を起こさないようにした状態である。

衝撃初期応答は、制振時と非制振時とも振動加速度がほぼ同程度である。装置はスラブの振動に同調して動くことで効果を発揮するので、スラブが動き出さないと効果は得られない。そのため、衝撃初期の応答は制振時、非制振時では差がない結果となる。しかし、スラブが揺れ出すと、装置がスラブの揺れに同調して作用するため、装置の質量効果、減衰効果が発揮され振動は収束していく。本測定結果でもその傾向が伺える。

振動波形のスペクトル解析結果を図-9に示す。

スラブの一次固有周波数付近に着目すると、TMDを稼働させずに設置するだけでも質量効果が得られ、一次固有周波数が低域側へ移行し、振動加速度応答も若干ではあるが低減している。質量比の違いに着目すると、質量比が大きいほど、一次固有周波数における振動加速度の低減量も大きく得られている。ただし、一次固有周波数を中心として低域側および高域側での振動が増加するが、

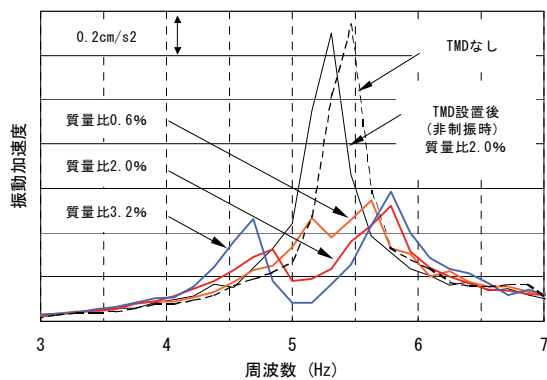
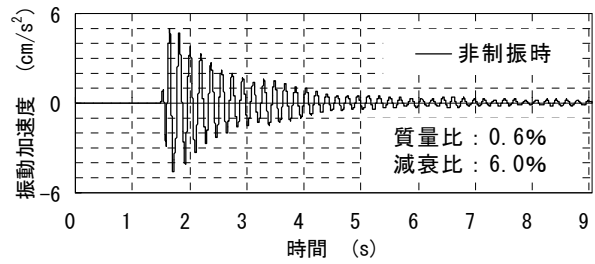
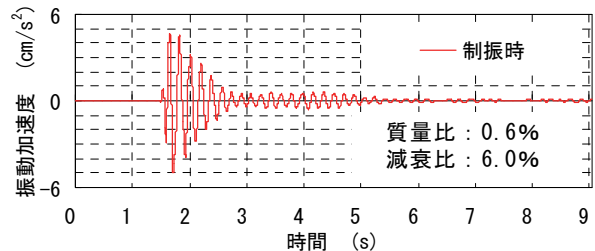


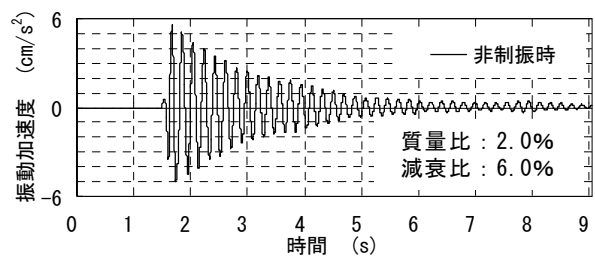
図-9 周波数分析結果 (質量比の違い)



(A) 質量比0.6%



(B) 質量比2.0%



(C) 質量比3.2%

図-8 スラブの振動加速度応答 (質量比の違い)

その増加する周波数の幅や振幅は質量比が大きいものほど大きくなる。これは TMD の理論解でも同様な傾向にある。このことから、質量比が大きいものほど一次固有周波数に対する効果は得られやすいが、総合的な効果（左右に振り分けられた成分も含めた振幅の絶対値）を考えると、今回試作した質量比の範囲では質量比 2.0%程度の場合が最も効果的であることがわかった。

5.2 減衰比の違い

質量比 2.0% の TMD の減衰比を変えて減衰比の影響を検討した。単発加振時の振動加速度応答を図-10 に示す。

非制振時に比べると各減衰比とも効果は得られているが、減衰比によって効果の大小は異なる。また、減衰比 21% では、一応は減衰性能の向上は見られるが、他の減衰比の場合に比べて効果は少ない。

振動波形のスペクトル解析結果を図-11 に示す。

減衰比が 6%、8%、12% については、一次固有周波数を中心に両サイドの周波数に振動成分が分割される傾向であり、理論解と同一の傾向を示すが、減衰比 21% については、傾向が異なる。このことから、減衰比については、式(2)に示した最適減衰比に近い値を採用することで、効果的な装置を提供できるといえる。今回試作した範囲内では最適減衰比の 0.8~1.5 倍程度の間であれば効果的な装置となると考えられる。

5.3 居住性能ランク

実建物で環境振動問題が懸念される加振源としては、人間の歩行や走行などの連続的な加振であると考えられる。そこで、連続加振時における効果を検証した。なお、人間の歩行では、前述したように制振時、非制振時に安定した加振を行うことが難しいため、ゴムボールを 0.2m の高さから 0.6 秒間隔で連続落下させて歩行のような連続加振を模擬した。効果の検証は一連の実験で効果的であった質量比 2.0%、減衰比 12% の装置で行った。振動加速度応答測定結果を図-12 に示す。

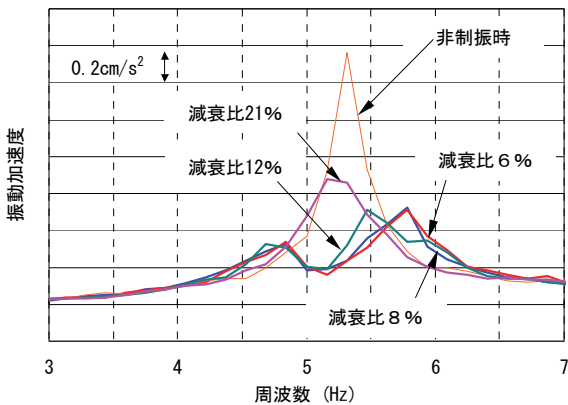
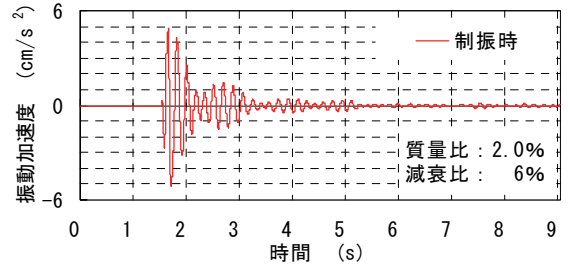
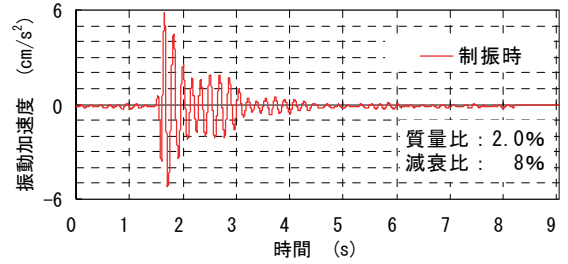


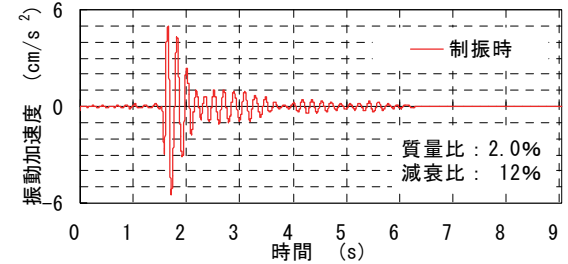
図-11 周波数分析結果（減衰比の違い）



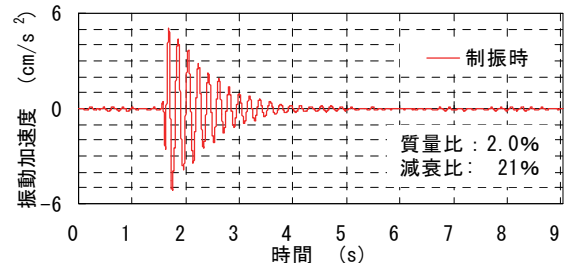
(A) 減衰比6%



(B) 減衰比8%



(C) 減衰比12%



(D) 減衰比21%

図-10 スラブの振動加速度応答（減衰比の違い）

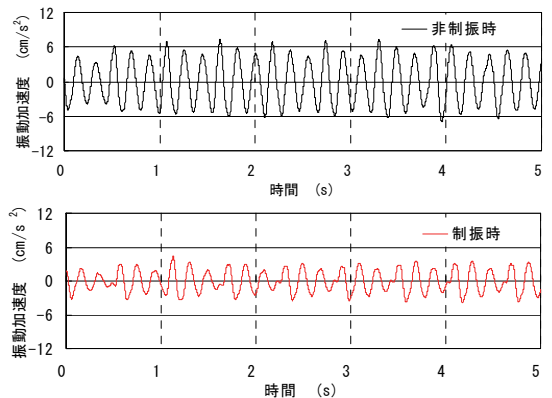


図-12 連続加振時におけるスラブの振動加速度応答

この結果をみると、連続加振時でも振動加速度が低減しており、実際に障害が生じるケース（人間の歩行）に対しても効果的であることがわかる。また、日本建築学会・環境基準（居住性能指針）に規定されている鉛直振動の評価結果（衝撃信号用時定数 10ms の 1/3 オクターブバンド分析）を図-13 に示すが、これを見ても、非制振時 V-90 に対して制振時 V-50 と大きな効果が得られていることを確認できる。

5.4 TMD を横架材上に設置した場合の影響

本検討では、スラブ上に TMD を設置して検証を行ったが、実建物へ装置を搭載する場合には、写真-3 に示すようにスラブ下（梁と梁の間に横架材を設けてその上に設置する）に設置することになる。そこで、横架材上に設置した場合における振動加速度応答を測定し、今回の検証実験の結果と比較した。その結果を図-14 に示す。

両者の対応性はよく、実際の設置でも今回の検証結果と同等の効果が得られた。

6. まとめ

床揺れ防止用の制振装置を開発し、実大試験スラブで効果を検証した結果、以下のことがわかった。

- i. スラブの動的質量は、振動アクセラランスから求めることが可能であるが、固有周波数に対応する周波数では、共振、反共振の影響が現れるため、共振の程度を表す共振倍率（Q 値）を求め、共振によって低下した分を補正すると、対象周波数の曲げ波 1 波長分の範囲に相当する質量と良く対応する
- ii. 質量比は大きいほど一次固有周波数での効果は得られるが、総合的に判定すれば、質量比 2.0% 程度とすることが有効である
- iii. 減衰比は、最適減衰比の理論解に近いほど効果的であるが、今回の検討結果では、最適減衰比の 0.8~1.5 倍の範囲であれば同等の効果が得られる
- iv. ゴムボールを 0.2m の高さから 0.6 秒間隔で自由落下させて歩行を模擬した加振を行い、効果を検証した結果、非制振時 V-90 に対して制振時 V-50 と大幅に振動を軽減できる
- v. 横架材上に設置した場合でも、スラブ上に設置した場合と同等の効果が得られる

7. あとがき

床揺れに対して効果的な制振装置を提案できることを実大試験スラブで検証した。現在施工中の実物件に適用しており、今後は、実物件においても制振効果を検証していく予定である。

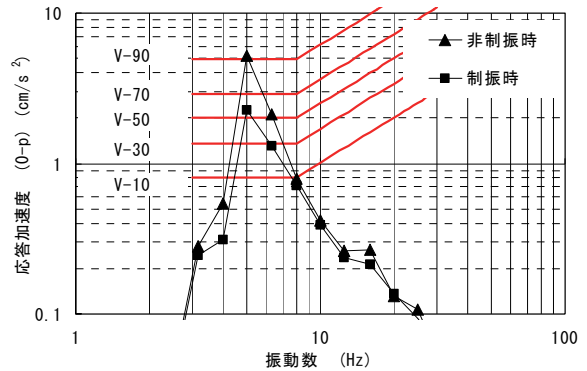


図-13 居住性能評価



写真-3 横架材上に設置した TMD

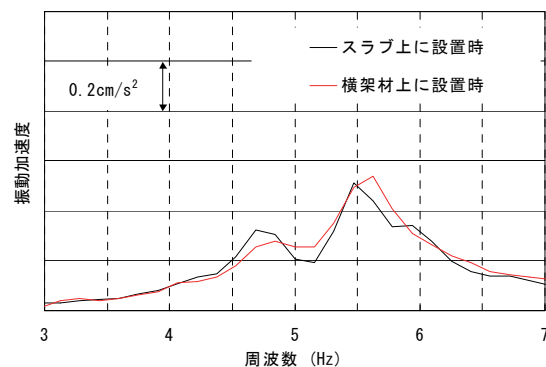


図-14 横架材上に設置した TMD の効果

【参考文献】

- 1) (社) 日本騒音制御工学会、「騒音制御工学ハンドブック [基礎編]」、技報堂、pp.11-13、2001
- 2) 長松昭男、「モード解析入門」、コロナ社、pp.344-347、1993
- 3) 背戸一登、「産業制御シリーズ① 構造物の振動制御」、コロナ社、pp.39-44、2006
- 4) JIS A 1418-2 : 2000 「建築物の床衝撃音遮断性能の測定方法 第2部：標準重量衝撃源による方法」
- 5) 日本建築学会、「建築物の振動に関する居住性能評価指針同解説」、pp.5-16、2004

外乱振動による建物内振動の予測システムの開発

Development of a System for Predicting Vibration in Building by External Vibration

秦 雅史* 安井健治* 川井伸泰** 靄山長一***

要旨

建設作業や道路交通などの外乱振動源や移動式クレーン・プレス機械など建物内部振動源に起因する環境振動を地盤との相互作用を考慮して、適切に評価できる技術として、三次元 FEM 解析を基本に地盤系の薄層要素法を組み合わせた振動予測システムを開発した。このシステムにより、地盤環境振動の専門家だけでなくも加振源から地盤を伝播して発生する建物内部の振動レベルの評価を一貫して処理できる。本システムの適用性について道路交通振動による建物内部振動の計測結果との比較による検証を行った。その結果、道路交通振動において主要な鉛直振動予測についてシステムの適用性が概ね確認できた。

キーワード：地盤環境振動、道路交通振動、薄層要素法、三次元 FEM

1. まえがき

建設作業や道路交通などの外乱振動源による地盤振動は地中を伝播して近接する建物に振動を発生させる。また、移動式クレーンやプレス機械など建物内部振動源は建物躯体構造を振動させて人体や精密機械に影響を及ぼす。最近では都市部の過密化に伴い、これら複数の振動源について事前の振動評価が望まれている。

外乱振動による地盤環境振動を経験によらずに適切に評価できる技術を確立するため、三次元 FEM 解析を基本に地盤系の薄層要素法を組み合わせた振動予測システムを開発した。このシステムにより、地盤振動の専門家だけでなくも加振源から発生した地盤振動による建造物の応答解析と振動評価を一貫して処理できる。なお、地盤に入力される加振力を適切に設定する必要があるため、本システムでは観測加速度から加振力を逆算することができる。検討対象が人間の場合、振動レベルの予測値と人体の振動感覚曲線¹⁾との比較から許容値を上回っているれば設計変更あるいは振動対策を施す必要がある。振動対策は振動源を直接に抑制する方法、振動伝播過程で行う方法および振動対象点で行う方法から選択し、その効果の評価して選択することとなる。

本システムの適用性について道路交通振動による建物内部振動の計測結果との比較による検証を行った。その結果、道路交通振動において主要な鉛直振動予測についてはシステムの適用性が概ね確認できた。

2. 解析法

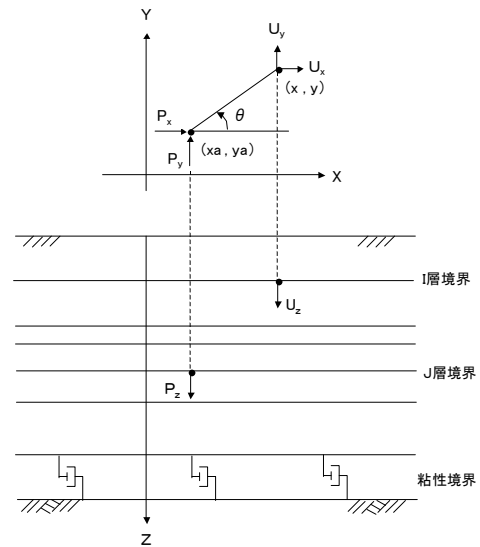


図-1 地盤のモデル化

薄層法は二次元、三次元、軸対称の弾性成層地盤モデルが扱えるため、有限要素法等の汎用プログラムとの結合が容易にできる振動数領域の解法である。振動数に依存しない材料減衰を与えることができ、水平方向は無限に広がる成層地盤であり、底面の境界には深さ方向の反射を無くすための粘性境界により半無限地盤を設定している。基礎と地盤が共有する薄層面上の点加振解から任意の層境界面上の2点間における加振力-応答変位の関係が求められ、この関係を用いて地盤-建造物系の柔性マトリックスを求めて、節点群の拘束条件を与えて、基礎・地盤系の動的相互作用解析を行う。すなわち、図-1に

*技術研究所 **東京支社建築設計部 ***管理本部情報システム部

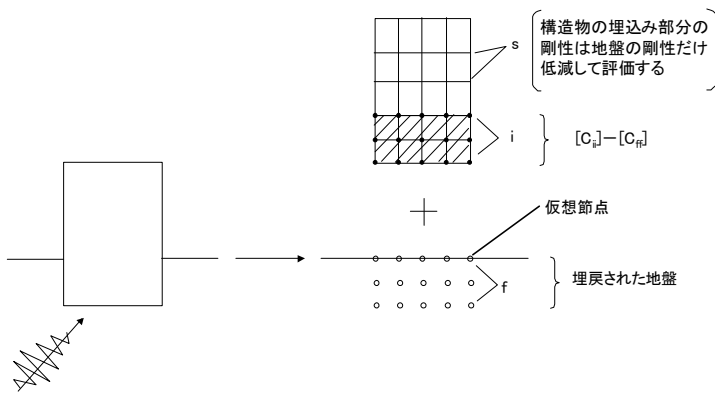


図-2 地盤と構造物の相互作用モデル

示すような成層地盤中の第 J 層境界面内の点 (x_a, y_a) に加振力 (P_x, P_y, P_z) e^{iωt} が作用したときの第 I 層境界面内の点 (x, y) に生ずる変位 (U_x, U_y, U_z) e^{iωt} との関係を求め、図-2 に示すように地盤-構造物系を分離した際に自由地盤中に設けられた仮想境界面上のすべての仮想節点に対してこの関係を適用して得られる応答変位を合成することにより柔軟マトリクスを求める。基本解析コードは(株)構造計画研究所の SuperFLUSH/3DS²⁾ を用いた。

サブストラクチャー法の「Flexible Volume Method」によっており、構造物を分離した際の地盤の切欠き部分を埋め戻すことで地盤を自由地盤として扱い、その代わりに構造物の埋め込み部分から地盤の剛性を差し引いて分離する方法である。

本予測システムは図-3 に示す Windows 画面により、解析タイプの選択を行う。地盤データ、加振力および簡易 FEM モデルの作成、解析結果の図化は作図ソフト Civil3D により行う。また、詳細 FEM モデルは NASTRAN を使用し、そのための結果変換プログラムが用意されている。SuperFLUSH/3DS による予測解析は加振力による応答計算を行う順解析、観測点の加速度記録を用いた逆解析から加振力を求めて応答計算を行う引き戻し解析および異なる振動数について別々に求めた伝達関数の結合ができる。

加振力の算定は図-4 に示すように順解析により算定された実測加速度規定点の伝達関数で実測加速度のフー

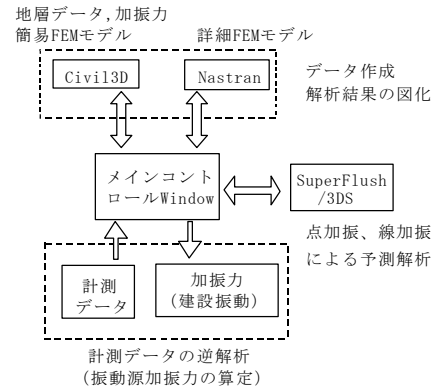


図-3 振動予測システムの処理内容

リエスペクトルを除すことで加振力のフーリエスペクトルを求め、それをフーリエ逆変換することにより求める。また、加速度記録から 1/3 オクターブバンドパスフィルター処理した振動加速度レベルの算定を行う。

3. 振動実験概要

3.1 振動実験

道路交通振動によって免震構造の研究所管理棟の内部に発生する振動を測定した。道路上に足場板で 40mm の段差を設け、重量 2t の軽貨物車両に 1.7t の重りを積

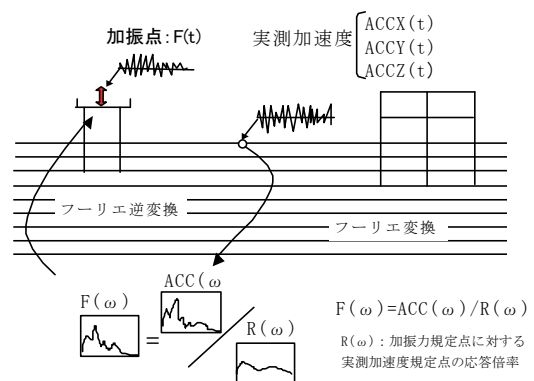


図-4 実測加速度による加振力の逆算

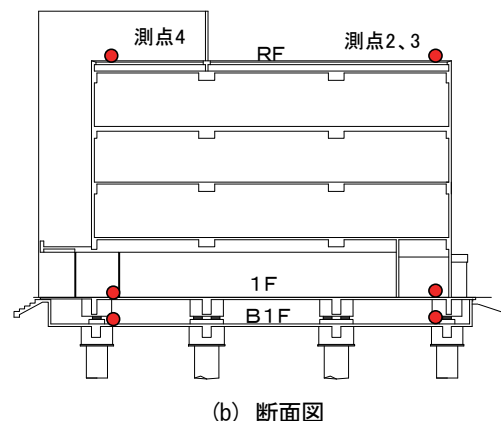
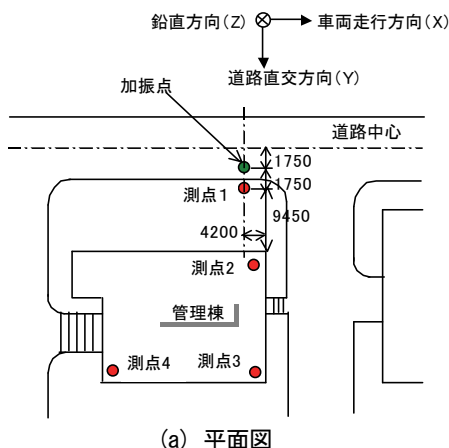


図-5 計測位置

載して走行させて鉛直方向に加振力を加えた。図-5に示す4測点の3方向加速度を振動計 VM53A(リオン株)により測定した。3ケースの加振を実施した。全ケースについて地表面上の測点1は固定し、建物内部の測点2~4をケース1は耐圧盤上、ケース2は1階床、ケース3はR階の同じ位置に設置して振動測定を行った。

3.2 実験結果

測定した加速度波形として図-6に地表面と耐圧盤上の記録の一例を示す。また、図-7に全加振ケースによる地表面での1/3オクターブバンド分析した各中心振動数における振動加速度レベルを示す。3回の加振の差は小さく、ほぼ同じ加振力であったといえる。図-8~10にそれぞれ地表面に対するB1階耐圧盤、1階、R階での振動加速度レベルの差分から求めた伝達特性を示す。

地表面から耐圧盤の伝達特性は水平方向(車両走行方向・車両走行直角方向)については、ほぼ一様に振動し

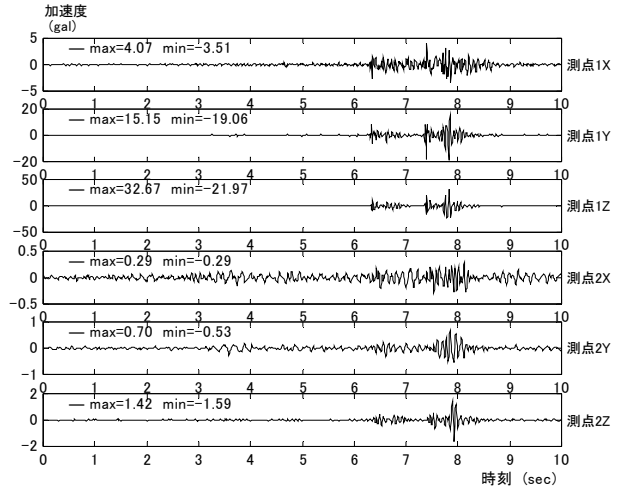


図-6 観測加速度波形の一例(ケース1)

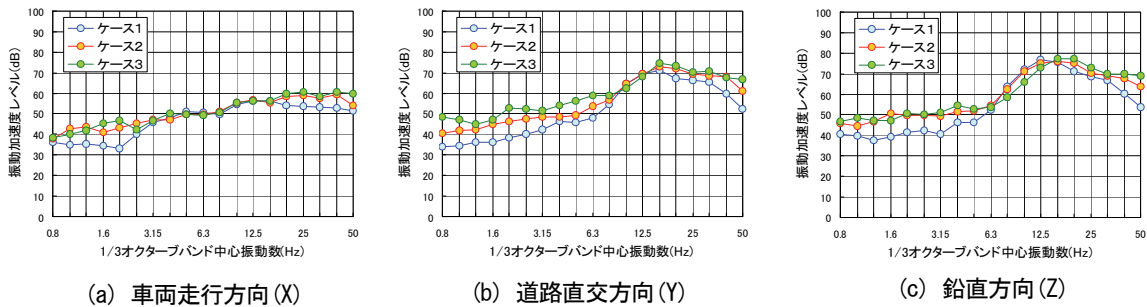


図-7 地表面の振動レベルの比較

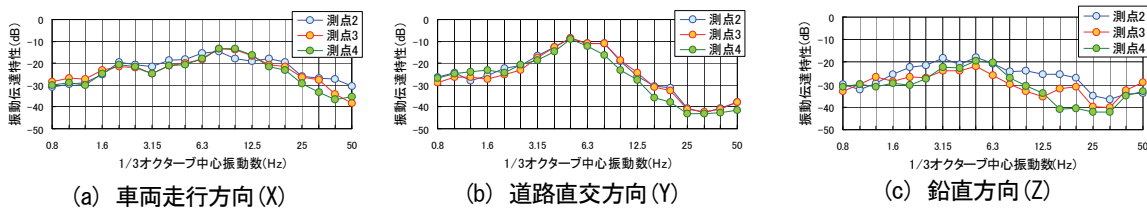


図-8 伝達特性(地表からBF)

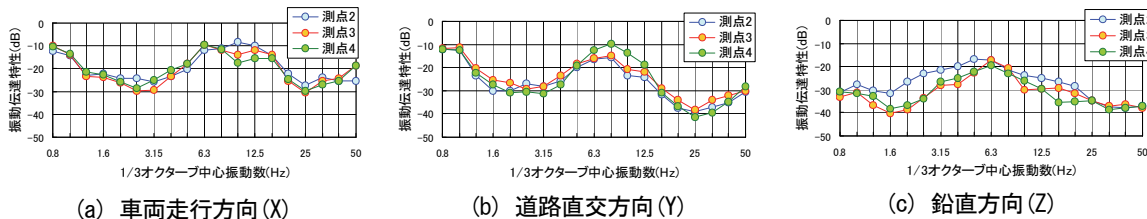


図-9 伝達特性(地表から1F)

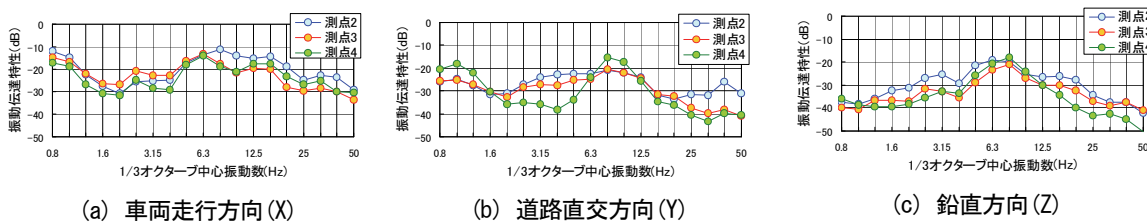


図-10 伝達特性(地表からRF)

ており、鉛直方向については、測定点間に若干の差異があることから、基礎のロッキング振動が発生していると考えられる。

地表面から1階の伝達特性は水平方向（車両走行方向・車両走行直角方向）については1Hz 付近の振動低減量が小さくなっていることから、免震層の周期で振動している。鉛直方向については、測定点で若干の差異があることから、1階床のロッキング振動が発生していると考えられる。しかし、周期帯に大きな差は見られない。

地表面からR階の伝達特性は水平方向（車両走行方向・車両走行直角方向）については、1階床に比較して各測点間で若干のバラツキがみられており、スウェイ振動が考えられる。鉛直方向については、測定点で若干の差異があることから、ロッキング振動が発生していると考えられる。

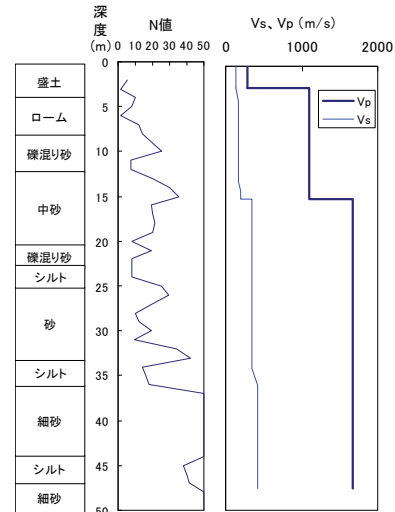


図-11 地盤構成

4. シミュレーション解析

振動測定記録から三次元予測システムを用いたシミュレーション解析を実施した。振動測定記録と解析結果を比較して、本システムの適用性の検討と解析モデル化の妥当性の検証を行った。本検討では0~35Hzの振動数領域について周波数応答解析を行い、計算振動数は0~15Hzは0.25Hzピッチ、15~30Hzは0.125Hzピッチ、30~35Hzは0.5Hzピッチとした。その他のフーリエ振動数についての補間手法は2自由度系の増幅関数を用いた。加振力は地表面上の測点1から逆算した。

表-1 地盤モデル

深度 (m)	層厚 (m)	ポアソン比 ν	単位体積重量 (KN/m ³)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	h (%)
0 ~ -2.5	2.5	0.343	12.7	280	137	2
-2.5 ~ -4	1.5	0.492	12.7	1100	137	2
-4 ~ -11	7	0.488	16.7	1100	168	2
-11 ~ -13	2	0.488	13.2	1100	168	2
-13 ~ -14	1	0.488	16.7	1100	168	2
-14 ~ -15	1	0.485	16.7	1100	189	2
-15 ~ -20	5	0.494	16.7	1670	189	2
-20 ~ -22	1.5	0.479	14.7	1670	339	2
-22 ~ -31	9	0.479	16.7	1670	339	2
-31 ~ -33	2	0.479	14.7	1670	339	2
-33 ~ -34	1.5	0.479	16.7	1670	339	2
-34 ~ -36	2	0.479	13.7	1670	339	2
-36 ~ -38	2	0.465	16.7	1670	427	2
-38 ~ -40	2	0.465	17.6	1670	427	2
-40 ~ -45	5	0.465	17.2	1670	427	2
-45 ~ -48	2.5	0.465	16.2	1670	427	2
-48 ~		0.465	17.2	1670	427	2

4.1 解析モデル

a. 地盤モデル

図-11 に示す地盤調査結果を基に、地盤モデルの作成を行った。地盤モデルは水平成層と仮定して薄層要素を用いてモデル化した。薄層要素の層分割は、最大解析振動数 40Hz まで考慮し、波長の 1/6 以下となるように設定した³⁾。モデルは深度 350m まで層分割し、それ以下は半無限地盤とした。表-1 に地盤モデルを示す。図-12 にレーリー波の分散特性を算定した結果を示し、図-13、14 に平常時の測定結果（暗振動）の車両走行方向、鉛直方向スペクトルを示す。群速度の分散曲線に

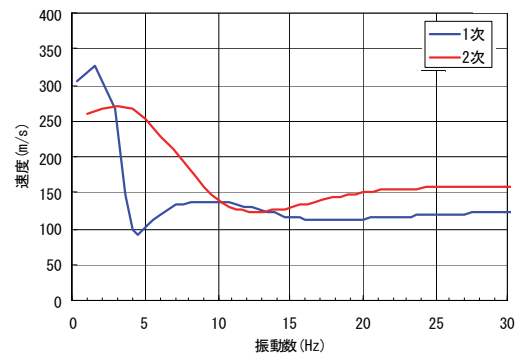


図-12 分散特性

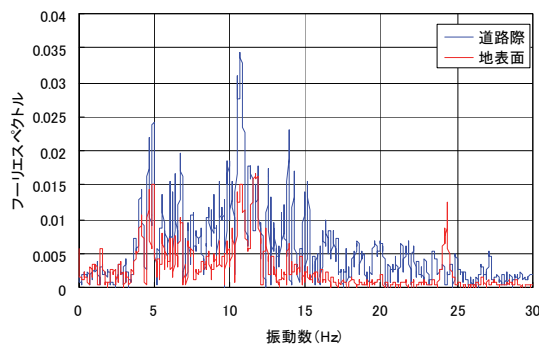


図-13 フーリエスペクトル（車両走行方向）

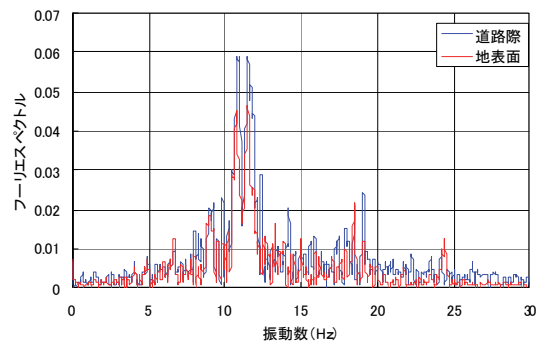


図-14 フーリエスペクトル（鉛直方向）

において、群速度が振動数に対して極小になるとき、波の振幅は励起されて大きくなり、波動の継続時間も長くなる。1次モードで4.5Hz付近、2次モードで12Hz付近に極小値が見られ、設定した地盤モデルはこの付近の振動数帯で振動が伝播しやすいことがわかる。一方、図に示す暗振動のフーリエスペクトルより、5Hz付近と12Hz付近に振幅の卓越が見られる。このことから、本検討で設定した地盤モデルについては概ね現地地盤を模擬できているといえる。

b. 三次元FEMモデル

全体解析モデルを図-15に、免震ピット部分を図-16に示す、杭・免震ピット・1F床板・上部構造物を三次元FEMでモデル化した。管理棟の上部構造は、質点とせん断ばねで構成する4質点モデルとした。上部構造のばね物性値を表-2に、免震層の積層ゴム、鋼棒ダンパーのばね定数を表-3に示す。積層ゴムのばね定数は長期地震観測における微小地震時の卓越振動数と建物重量から免震層の剛性を求め、ダンパーのばね定数が設計値であると仮定して求めた。

なお、上部構造物が質点モデルであることから、1F床板は剛体としてモデル化を行った。1F床板と免震ピットとを免震装置（積層ゴム25箇所、ダンパー12箇所）を模擬したばねで結合し解析を行った。質点モデル（上部構造物）の配置は、各階床重心の平均位置とした。薄層要素とFEMの境界部に設置される動的インピーダンスを算定する際の加振半径は、各々の節点の支配面積より等価な面積を有する円の半径とした。（ただし、杭に取り付け節点については、杭の半径とした。）解析モデルの固有値を表-4に示し、図-17には1階床での応答変位の時刻歴を示す。

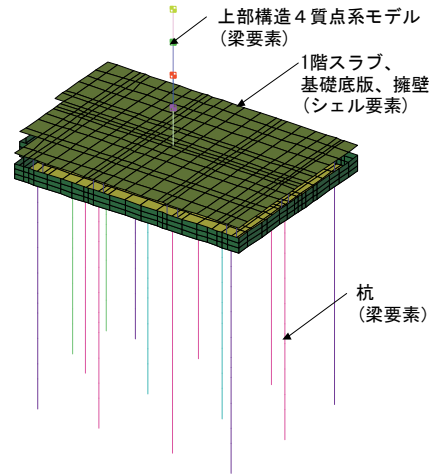


図-15 全体解析モデル

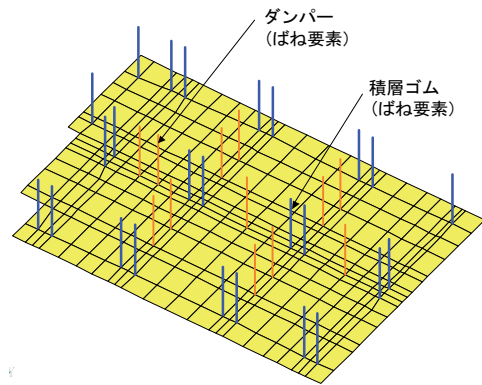


図-16 免震ピット部の解析モデル

表-2 上部構造のばね定数

階	重量 (tf)	Kx (kN/m)		
		水平長辺方向	水平短辺方向	鉛直方向
2F	431.3	1.05×10^7	4.43×10^6	4.14×10^7
3F	424.0	1.80×10^7	3.47×10^6	4.55×10^7
4F	479.2	1.43×10^7	2.67×10^6	4.55×10^7
5F	408.9	8.69×10^6	1.69×10^6	4.55×10^7

表-3 免震部のばね定数

	個数	Kx (kN/m/個)		
		道路走行方向	道路直交方向	鉛直方向
積層ゴム	25	2880	2880	1275300
ダンパー	12	1962	1962	0

表-4 固有値

次数	X方向 (Hz)	Y方向 (Hz)	Z方向 (Hz)
1	1.03	1.02	13.37
2	14.54	7.43	—
3	28.72	14.17	—

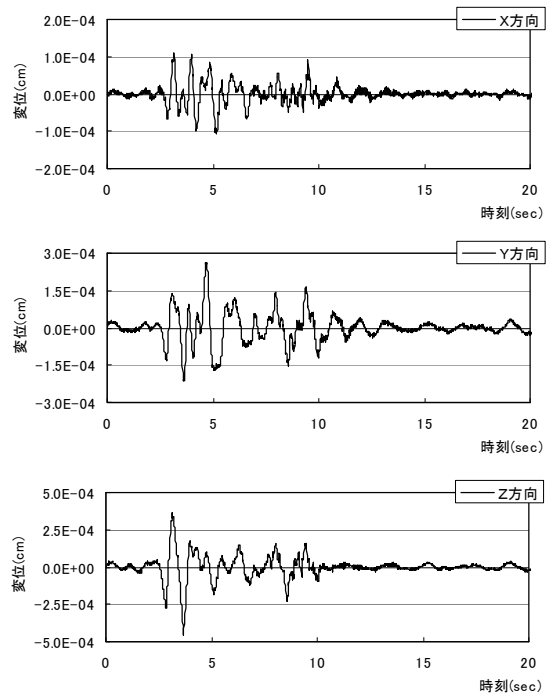


図-17 1階床応答変位

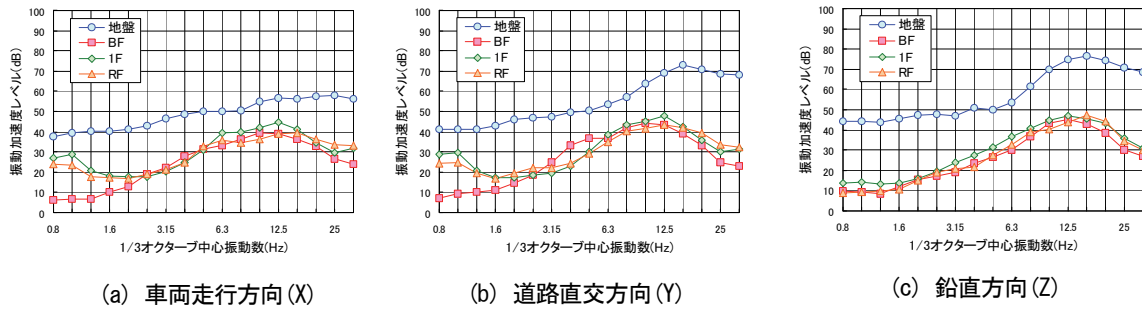


図-18 振動加速度レベル計測値

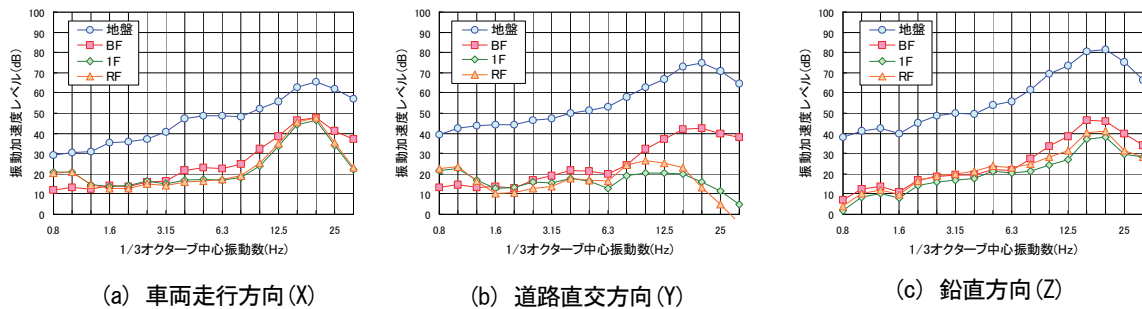


図-19 振動加速度レベル解析値

c. 解析結果

解析プログラム (SuperFLUSH/3DS) の制限上、三方向観測加速度の同時入力による加振力の逆算はできないため、三方向観測値について、それぞれの方向毎の加振力を求めた。三方向加振力による解析を別々に行い、当該方向の 1/3 オクターブバンド中心周波数における加速度振幅の単純和から振動加速度レベル VAL を次式により算出した。

$$VAL = 20 \log_{10} \frac{(a_x + a_y + a_z)}{a_0}$$

図-18 に地表面、B 1 階、1 階、R 階の各測点について 1/3 オクターブバンド分析した VAL 計測値の平均値を、図-19 にシミュレーション解析で求めた測点位置近傍節点の平均値を示す。地表面は加振力の逆算を行う際に規準とした測点であり、本来、解析結果と測定結果は同じとなるが、測定結果が 3 ケースあり平均化していること、三方向同時の結果評価を行っているため少し異なっている。

B 1 階について解析値は水平方向 (車両走行方向・車両走行直角方向) で高振動数が大きくなっているが、鉛直方向では振動レベルの減衰特性をほぼ模擬できている。免震層より上部となる 1 階、R 階について見ると、解析値は水平方向の免震層の卓越振動数 (1 Hz 付近) は一致しているが高振動数ではかなり過小評価となっている。また、鉛直方向では振動レベルのピーク振動数は模擬できているが若干過小評価である。水平方向についての振動レベルの予測精度が低い原因は解析仮定での免震層の

剛性と減衰は振動数によらず一定としているが、小変形時の振動数依存性の影響と考えられる。またシミュレーションの精度向上のためには、上部構造は質点モデルではなく重量の分布や剛性の分布、床剛性を的確に表現できる三次元立体モデルが望ましい。さらに通常の耐震建築構造の水平方向特性の検討が必要である。

5. あとがき

技術研究所管理棟の三次元 FEM モデルを作成し、車両走行試験を対象としたシミュレーション解析を実施した結果、地盤上での振動は良く対応していた。また、建物内の振動に関しては、道路交通振動において主要な鉛直振動の振動レベルの伝達特性を予測値はほぼ表現しており、予測システムの適用性が概ね確認されたとと言える。

今後は振動対策技術の予測と評価に本予測システムを活用し、種々の振動源の加振力データの蓄積と対策工法の評価を行う予定である。

【参考文献】

- 1) (社)日本建築学会、「建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説」、2004. 5
- 2) 榊構造計画研究所、(株)地震工学研究所、「SuperFLUSH/3D 理論説明書 ver3.0」、1995. 11
- 3) 西村忠典、庄司正弘ほか、「地中防振壁による列車振動対策に関するシミュレーション解析」、第 35 回地盤工学研究発表会、2000. 6

仕上塗材の経年劣化を考慮した 拡散理論に基づく中性化進行予測に関する研究

Study on the Prediction of Carbonation Progress of Concrete Considering the Aging of Coating Materials for Textured Finishes on Diffusion Theory

河野政典* 起橋孝徳* 中村裕介*

要 旨

仕上塗材を施したコンクリートの拡散理論に基づく中性化進行モデルの検討を行い、そのコンクリートの中性化深さは中性化期間の平方根に比例する、すなわち、 \sqrt{t} 則が成り立ち、仕上塗材の中性化抑制効果を表す中性化抵抗値は、コンクリートの中性化速度係数と二酸化炭素の拡散係数、仕上塗材の拡散係数と塗厚さから求められることを明らかにした。そして、考案した拡散係数測定装置を用いて、劣化した仕上塗材の拡散係数を求め、得られた拡散係数から中性化抵抗の理論値を導いた。中性化抵抗の理論値は、促進中性化試験から得られた中性化抵抗の実験値と一致し、本測定方法により評価した仕上塗材の拡散係数によって、仕上塗材を施したコンクリートの中性化進行を予測できることが確認された。

キーワード：コンクリート、中性化、仕上塗材、拡散係数、経年劣化

1. まえがき

鉄筋コンクリート造建築物の外壁に施されている仕上塗材は建築物の耐久性の評価指標であるコンクリートの中性化を抑制する性能を有することが報告¹⁾されているが、仕上塗材自体の経年劣化と仕上塗材の中性化抑制効果の関係について検討した例は少ないのが現状であった。そこで筆者らは劣化させた仕上塗材で覆ったコンクリート試験体を用いて促進中性化試験を行い、仕上塗材の中性化抑制効果に及ぼす影響を、劣化種類、仕上塗材種類および仕上塗材に含まれている樹脂量から検討し、中性化抑制効果を中性化抵抗値で表し評価した。その結果から、仕上塗材の経年劣化と中性化抑制効果の関係を明らかにして仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化予測式の提案を試みた²⁾。この研究では、サンシャインウェザーメータを用いて暴露年数を促進劣化時間から想定し、紫外線や降雨を模した化学的劣化要因を仕上塗材に与え、暴露年数と仕上塗材の中性化抑制効果について検討した。

本論では、上記の実験結果を踏まえ、仕上塗材の二酸化炭素の拡散性が主に中性化抑制効果に影響すると考え、拡散理論に基づく仕上塗材を施したコンクリートの中性化進行モデル、および、仕上塗材の拡散係数と中性化抵抗との関係について理論的検討を行った。そして、考案した拡散係数測定装置を用いて劣化させた仕上塗材の拡散係数を求め、仕上塗材の劣化との関係について検討し

た。さらに、得られた拡散係数から中性化抵抗の理論値を導き、既往の促進中性化試験から得られている中性化抵抗の実験値との比較検討を行い、拡散理論による中性化進行モデルの検証を行った。

2. 拡散理論に基づく中性化進行予測式の検討

仕上塗材が施されたコンクリートの中性化の理論的進行については福島ら³⁾、兼松ら⁴⁾により報告されている。これらは非定常拡散モデルにより中性化の現象を厳密に捉えようとするものである。一方、仕上げが施されていないコンクリートの中性化進行については、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針(案)・同解説」⁵⁾(以下、耐久設計指針)では簡略化されたモデルが示されている。ここで、二酸化炭素は中性化したコンクリート中をフィックの第一法則に従って拡散していくと仮定し、中性化深さは理論的に時間の平方根に比例することが示されている。本研究では、耐久設計指針と同様の考え方に基づいて、仕上塗材が施されたコンクリートの中性化の進行について理論的検討を試みた。すなわち、仕上塗材が施されていないコンクリートと同様に、二酸化炭素は仕上塗材および中性化したコンクリート中をフィックの第一法則に従って拡散していくと仮定して検討を行った。中性化進行の模式図を図-1に示す。材齢 t にコンクリートの表面から深さ x の位置

*技術研究所

まで中性化が進行した定常状態において、深さ方向に直角な面を面積 S 、 Δt 時間当りに仕上塗材を拡散してコンクリート表層部に達する二酸化炭素の量 ΔCO_2 は式(1)で、中性化したコンクリート中を拡散して深さ x に達する二酸化炭素の量 ΔCO_2 は式(2)で表される。そして、中性化領域を拡散してきた二酸化炭素が、厚さ Δx の境界領域に存在する $Ca(OH)_2$ と瞬時に反応して $CaCO_3$ になるときに消費される量 ΔCO_2 は式(3)で表される。

$$\Delta CO_2 = D_f \cdot \frac{C_0 - C'}{d} \cdot S \cdot \Delta t \quad (1)$$

$$\Delta CO_2 = D_c \cdot \frac{C'}{x} \cdot S \cdot \Delta t \quad (2)$$

$$\Delta CO_2 = \Delta x \cdot S \cdot H \quad (3)$$

ここに、

- C_0 : 仕上塗材表面の CO_2 濃度
- C' : コンクリート表面の CO_2 濃度
- D_f : 仕上塗材の CO_2 拡散係数
- D_c : コンクリートの CO_2 拡散係数
- d : 仕上塗材の厚さ
- x : 中性化深さ
- t : 時間
- S : 面積
- H : コンクリートの単位体積当りの $Ca(OH)_2$ 量
- Δx : 境界領域の厚さ
- Δt : 微小時間

式(1)、式(2)および式(3)より以下となる。

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{D_c \cdot C_0}{H} \cdot \frac{1}{x + \frac{D_c \cdot d}{D_f}}$$

$\Delta t \rightarrow 0$ とすれば次の微分方程式が得られる。

$$\left(x + \frac{D_c \cdot d}{D_f} \right) \frac{dx}{dt} = \frac{D_c \cdot C_0}{H}$$

両辺を積分する。

$$\int_0^x \left(x + \frac{D_c \cdot d}{D_f} \right) dx = \int_0^t \frac{D_c \cdot C_0}{H} dt$$

$$\frac{1}{2} x^2 + \frac{D_c \cdot d}{D_f} x = \frac{D_c \cdot C_0}{H} t$$

$$x = \frac{D_c \cdot d}{D_f} + \sqrt{\frac{D_c^2 \cdot d^2}{D_f^2} + \frac{2D_c \cdot C_0}{H} t}$$

$$x = \sqrt{\frac{2D_c \cdot C_0}{H}} \left(\sqrt{t + \frac{D_c \cdot d^2 \cdot H}{2D_f^2 \cdot C_0}} - \sqrt{\frac{D_c \cdot d^2 \cdot H}{2D_f^2 \cdot C_0}} \right)$$

ここで、 $\sqrt{\frac{2D_c \cdot C_0}{H}} = A$ (4)

$$\sqrt{\frac{D_c \cdot d^2 \cdot H}{2D_f^2 \cdot C_0}} = R$$
 (5)

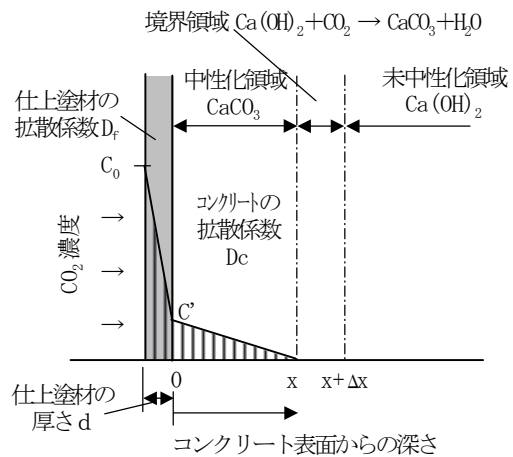


図-1 仕上塗材が施されたコンクリートの中性化進行の模式図

とすれば中性化深さは式(6)によって表される。

$$x = A \left(\sqrt{t + R^2} - R \right) \quad (6)$$

ここで、 A はコンクリートの中性化速度係数、 R は中性化抵抗値である。

式(6)より、仕上塗材が施されたコンクリートの中性化深さは、仕上塗材なしと同様、理論的に中性化期間との間に \sqrt{t} 則が成り立ち、拡散理論からも仕上塗材を施したコンクリートの中性化深さは式(6)で表すことが可能であることがわかる。なお、式(6)は馬場ら⁶⁾が、非セメント系仕上材を施したコンクリートの中性化進行の実験結果にあてはめて提案したものと同じ式となっており、かつ、筆者らが、仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化に関する実験報告²⁾で用いた評価式と合致する。また、式(6)の中性化抵抗値 R は、式(4)、(5)より、式(7)で表され、コンクリートの中性化速度係数と拡散係数、および、仕上塗材の拡散係数と塗厚さから求められることがわかる。

そこで、コンクリートと仕上塗材の拡散係数を測定し、中性化抵抗の理論値を求め、既往の促進中性化試験から得られている中性化抵抗の実験値²⁾との比較検討を行い、拡散理論による中性化進行モデルを検証した。

$$R = \frac{D_c}{\left(\frac{D_f}{d} \right) A} \quad (7)$$

3. 実験方法

3.1 拡散係数測定装置

仕上塗材の二酸化炭素の拡散係数^{3) 4) 7)}に関する文献は少なく、さらに、劣化した仕上塗材の拡散係数についての報告は確認できなかった。また、仕上塗材の拡散係

数の測定方法については、宮木らのガス透過性装置での圧力法による報告⁷⁾、コンクリートについては、小林らの酸素の拡散係数についての報告⁸⁾のみで報告例は少ない。

そこで今回、仕上塗材の二酸化炭素の拡散係数を測定するための装置を考案し、製作した。装置の概要を図-2に、試験体基板を写真-1に示す。各装置の仕様、測定条件を表-1に示す。

測定装置は、一定濃度の二酸化炭素養生槽（外装チャンバ）内に、測定対象の試験体基板を取付けて密閉したチャンバ（測定チャンバ）を設置し、その測定チャンバ内の二酸化炭素濃度の時間変化を測定するものである。外装チャンバの二酸化炭素濃度は、使用ボンベの濃度と外装チャンバの容量から一定濃度が維持できる 2300ppm に設定した。

仕上塗材を塗布する下地は、仕上塗材から拡散係数を直接得るため、透気性が仕上塗材より極めて大きく、仕上塗材の施工に不具合がなく、かつ、仕上塗材の促進劣化環境化において不具合が生じないことが必要条件となる。そこで、仕上塗材の下地には透気性の大きいメッキシートを用いた。メッキシート単体では剛性が乏しいため、開口部を設けたアクリル板にメッキシートを貼付けて仕上塗材を施し、それを試験体基板とした。

既往の実験²⁾では、コンクリート表層部はモルタル板で模擬したため、コンクリートの拡散係数については、今回もコンクリート表層部を模擬したモルタルで行うこととした。拡散係数の測定はモルタル板を測定チャンバに直接取付けて行った。

なお、測定チャンバ内の気密性については、開口部を設けていないアクリル板を測定チャンバに取付け事前確認した。

3.2 拡散係数の算出

仕上塗材の二酸化炭素の拡散係数は、式(8)により算出した。このとき、測定チャンバ内の二酸化炭素の濃度は、屋外と同程度の濃度範囲である 500ppm から 600ppm までを対象とした。

$$D = \frac{\Delta CO_2}{C_{out} - C_{in}} \cdot \frac{h}{A \cdot t} \quad (8)$$

ここに、

- D : 試験体の CO_2 拡散係数 (mm^2/s)
- ΔCO_2 : 経過時間に測定チャンバ内に流入した CO_2 の量 (g)
- C_{out} : 外装チャンバ内の CO_2 濃度 (g/mm^3)
- C_{in} : 測定チャンバ内の CO_2 濃度 (g/mm^3)
- h : 試験体の厚さ (mm)
- A : 試験体の面積 (mm^2)
- t : 経過時間 (s)

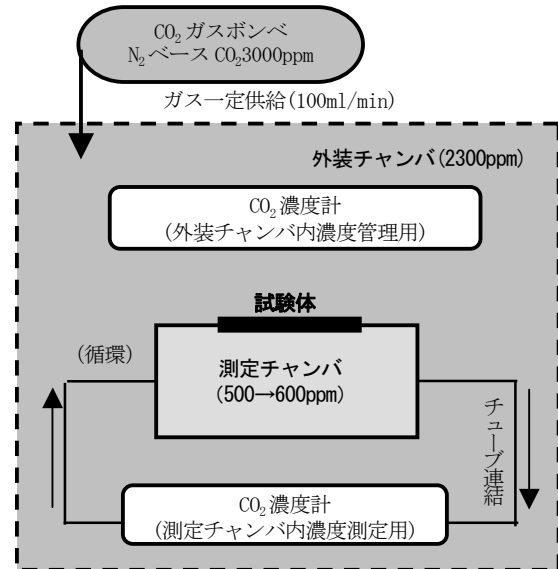


図-2 拡散係数測定装置の概要

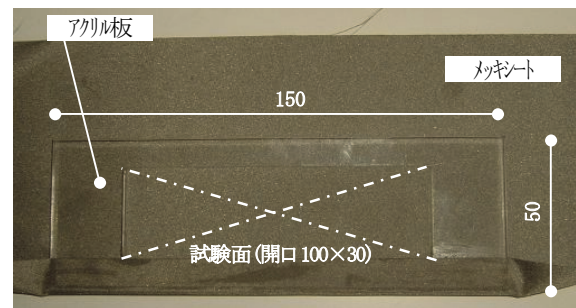


写真-1 試験体基板

表-1 各装置の仕様、測定条件

	仕様
CO_2 養生槽 (外装チャンバ)	容量 200L CO_2 濃度 2300ppm
測定チャンバ	容量 2.0L
試験体基板	開口100×30のアクリル板にメッキシート貼付け メッキシート: 繊維種: ポリエステル メッキ金属: Cu, Ni 厚み: 85 μm 目付け: 80g/ m^2
CO_2 濃度の測定	測定機器: CO_2 濃度計 測定間隔 1回/1分

3.3 試験体

a. モルタル板

モルタル板の形状は 70×150mm、厚さは 5mm とした。既往の実験²⁾において対象としたコンクリートの水セメント比は 60%である。モルタル板は厚さが薄くブリージングの影響を大きく受けてモルタル板全体の平均の水セメント比が小さくなるため、事前検討により水セメント比 60%のコンクリートの圧縮強度、細孔径分布とほぼ同等となるようモルタル板の水セメント比は 68%とした。

モルタル板の試験体数は2体とし、打込み後材齢4週まで標準水中養生し、その後温度 20±2℃、相対湿度 60±5%で養生した。拡散係数測定前に温度 20±2℃、相対湿度 60±5%、二酸化炭素濃度 5±0.2%の条件下で26週間促進中性化を行い、全断面を中性化させた。

b. 仕上塗材

仕上塗材種類は、既往の実験で用いたものと同じとし、複層塗材E、防水形外装薄塗材E、防水形複層塗材Eの3種類とした。

仕上塗材の平均塗膜厚さと、塗膜のうち仕上塗材に含まれる樹脂質量分に相当する塗膜厚さ(以下、樹脂塗膜厚さ)を表-2に示す。各仕上塗材の塗厚さは既往の実験と同様に、標準塗りの1/2とし、複層塗材Eの主材は省略した。

3.4 化学的劣化方法

仕上塗材に与える化学的劣化の水準とキセノンウェザーメータの仕様を表-3に示す。仕上塗材には、中性化の抑制効果に対して大きく影響を及ぼす化学的劣化²⁾を与えることとし、仕上塗材を施して、7日間20℃気中養生した後、キセノンウェザーメータを用いて劣化させた。キセノンアーク照射時間は1500時間と3000時間とし、同一条件の試験体数は各2体とした。なお、既往の実験では化学的劣化にサンシャインウェザーメータを使用した。JIS A 6909の改定により耐候性試験に用いる試験装置がサンシャインウェザーメータからキセノンウェザーメータ(JIS A 6909:2003)に変更されたため、本試験ではキセノンウェザーメータを使用した。

キセノンアーク照射による仕上塗材の劣化程度を確認するため、仕上塗材の色差と光沢を照射250時間毎に測定した。色差は測色色差計を用いてL*a*b*表色系からΔE*abを求めた。測定は3点行い、3点の平均値から色差を求めた。光沢は光沢計を用いて60°鏡面光沢度を5点測定し平均値から光沢を求めた。

4. 測定結果

4.1 仕上塗材の化学的劣化

化学的劣化における仕上塗材の色差(Lab法)と、光沢保持率の推移を図-3、4に示す。色差は照射時間が長くなるとともに増加し、光沢保持率においては複層塗材E、防水形複層塗材Eでは照射1500時間以降の変化は緩慢となったが、いずれの仕上塗材においてもキセノンアーク照射により減少する傾向がみられ、仕上塗材が劣化していることがうかがえる。

4.2 拡散係数測定結果

a. モルタル板

測定チャンバ内の濃度500ppmから600ppmまでの変化時間および拡散係数の算出結果を表-4に示す。モルタ

表-2 仕上塗材種類毎の平均塗膜厚さと樹脂塗膜厚

	仕上塗材種類		
	複層塗材E (記号AT)	防水形 外装薄塗材E (記号SE)	防水形 複層塗材E (記号ET)
下塗材(μm)	22.1	15.0	16.4
主材(μm)	—	222.0	287.3
上塗材(μm)	55.4	—	49.8
総塗膜厚(μm)	77.5	236.9	353.5
樹脂塗膜厚(μm)	55.8	170.7	191.8

表-3 化学的劣化の水準と
キセノンウェザーメータの仕様

化学的劣化の水準	①劣化なし(照射なし)
	②キセノンアーク照射1500時間
	③キセノンアーク照射3000時間
キセノンウェザーメータの仕様	
光源:キセノンランプ	
ブラックパネル温度:63±2℃	
降雨時間:18分/120分	

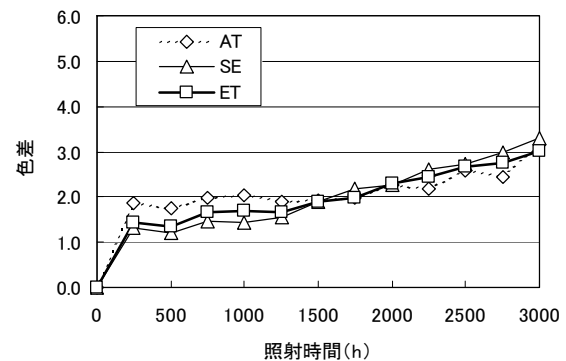


図-3 色差の推移

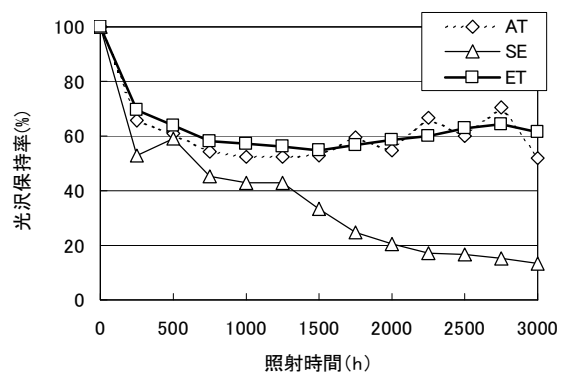


図-4 光沢保持率の推移

ルの拡散係数は既往文献⁴⁾で $1.5 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ と報告されており、本測定結果は既往文献とほぼ同等であった。

b. 仕上塗材

各仕上塗材毎のキセノンアーク照射時間と測定チャンバ内の濃度500ppmから600ppmまでの変化時間の関係を図-5に示す。いずれの仕上塗材も照射時間が長いほど

濃度変化に要する時間は短くなった。仕上塗材種類の比較では、劣化なしにおいては防水形外装薄塗材Eが最も長く、次いで防水形複層塗材E、複層塗材Eの順であった。照射 3000 時間では防水形外装薄塗材Eと防水形複層塗材Eはほぼ同等で、これらよりも複層塗材Eは濃度変化に要する時間は短かった。これは、複層塗材Eは総塗膜厚さが最も薄いことによると考えられる。

拡散係数の算出結果として、キセノンアーク照射時間と総塗膜厚さから求めた拡散係数の関係を図-6に、樹脂塗膜厚さから求めた拡散係数との関係を図-7に示す。既往文献では、複層塗材E、伸長形複層塗材材材仕上形(防水形外装薄塗材E)および伸長形複層塗材(防水形複層塗材E)の拡散係数は $1.0\sim 60\times 10^{-7}\text{cm}^2/\text{s}$ と報告⁷⁾されている。総塗膜厚さから求めた本測定結果の範囲は、劣化させた試験体を含め $2.1\sim 33.7\times 10^{-7}\text{cm}^2/\text{s}$ であり既往の研究結果と同程度の範囲内にあると考えられる。

拡散係数は照射時間が長いほど概ね大きくなる傾向がみられた。総塗膜厚さから求めた拡散係数は防水形複層塗材Eが最も大きく、次いで複層塗材E、防水形外装薄塗材Eの順であった。樹脂塗膜厚さから求めた拡散係数は、総塗膜厚さから求めた拡散係数よりも各仕上塗材の差は小さくなる傾向にあった。既往の実験²⁾では中性化抵抗値は樹脂塗膜厚さから評価できることを既に示したが、同様に、拡散係数についても樹脂塗膜厚さで仕上塗材種類にかかわらず様に評価できると考えられる。

5. 中性化抵抗値の比較

仕上塗材とモルタルの拡散係数の測定結果を用いて式(7)から中性化抵抗値 R を算出した。拡散係数の測定結果から算出した中性化抵抗理論値と、既往の促進中性化試験²⁾より得られている中性化抵抗実験値の比較を図-8に示す。理論値の算出には樹脂塗膜厚さを用い、コンクリートの中性化速度係数には既往の促進中性化試験より得られた値を用いた。実験値は、サンシャインウェザーメータにより劣化させた仕上塗材で覆ったコンクリートの促進中性化試験結果から算出したものである。なお、促進中性化試験において中性化深さが極めて小さいものは考察から除外した。

この図から、中性化抵抗値が $10\sim 15\sqrt{\text{週}}$ 以下の範囲においては理論値は実験値と一致する傾向にある。一方、 $15\sqrt{\text{週}}$ 以上の中性化抵抗値が大きい範囲において、理論値と実験値に差がみられる。ここで、中性化抵抗値と中性化深さの関係を図-9に示す。縦軸は中性化材齢 52 週、中性化抵抗値 0 の中性化深さに対する比率(以下、中性化率)で表した。中性化抵抗値は、中性化率が小さいほど、数値変化が大きくなる特性を有している。中性化抵抗が大きい、すなわち、仕上塗材が施されていないコンクリートの中性化に比べて仕上塗材が施されたコン

表-4 濃度変化時間とモルタルの拡散係数

	500~600ppm 変化時間 (h)	拡散係数 (cm^2/s)
平均	4.20	9.84×10^{-5}

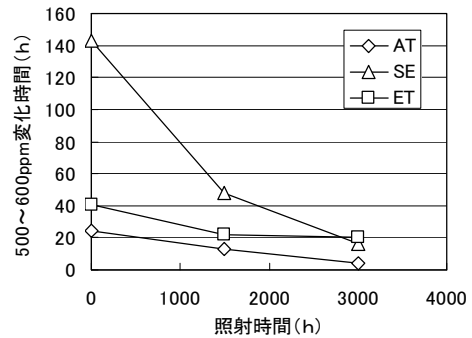


図-5 照射時間と濃度変化時間の関係

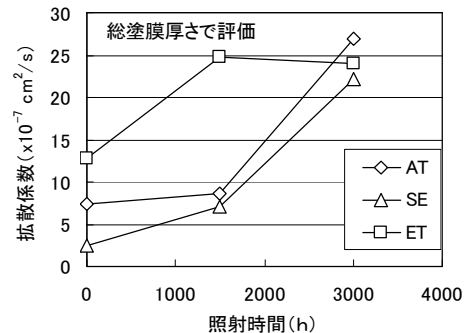


図-6 総塗膜厚さから求めた拡散係数と照射時間の関係

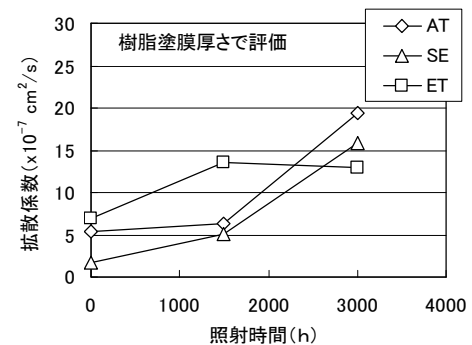


図-7 樹脂塗膜厚さから求めた拡散係数と照射時間との関係

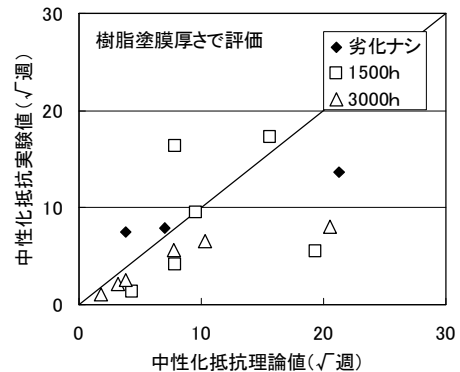


図-8 中性化抵抗の理論値と実験値の比較

クリートの中性化深さが小さい場合、中性化測定結果から中性化抵抗値を算出すると、中性化抵抗の値は、仕上塗材が施されたコンクリートの僅かな中性化の変動で、大きく数値が変動する。中性化抵抗の実験値は、中性化抵抗の大きい範囲において変動を生じやすく、そのため、理論値との差が生じたと考えられる。

中性化抵抗値が小さいほど、中性化進行への影響が大きくなるため、仕上塗材を施したコンクリートの中性化進行を予測する上では、中性化抵抗値が小さい範囲での予測精度が重要となる。

データの変動が小さい、すなわち、データの信頼性が高いと考えられる中性化抵抗値の小さい範囲の 10~15√週以下において、仕上塗材とモルタルの拡散係数の測定結果から導いた中性化抵抗値は、促進中性化試験で得られた中性化抵抗値と一致するため、仮定した中性化進行モデルが立証されたと考えられる。また、本拡散係数の測定方法により評価した仕上塗材の拡散係数から、仕上塗材を施したコンクリートの中性化進行を予測できると考えられる。

6. まとめ

仕上塗材の二酸化炭素の拡散性に着目し、拡散理論に基づく仕上塗材を施したコンクリートの中性化進行モデルと、仕上塗材の拡散係数と中性化抵抗値との関係について理論的検討を行った。そして、仕上塗材の拡散係数の測定結果から求めた中性化抵抗の理論値と促進中性化試験で得られた実験値の比較検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- i. 二酸化炭素の拡散が定常状態の場合、仕上塗材を施したコンクリートの中性化深さは中性化期間との間に \sqrt{t} 則が成り立ち、中性化抵抗値はコンクリートの中性化速度係数と拡散係数、および、仕上塗材の拡散係数と塗厚さから求められる
- ii. 仕上塗材の拡散係数は、仕上塗材の劣化が進むほど大きくなる
- iii. 仕上塗材とモルタルの拡散係数の測定結果から導いた中性化抵抗値は、促進中性化試験で得られた中性化抵抗値と一致することから、仮定した中性化進行モデルが立証され、また、本測定方法により評価した仕上塗材の拡散係数から、仕上塗材を施したコンクリートの中性化進行を予測できる

7. あとがき

拡散係数測定装置から得られた拡散係数によって仕上塗材の中性化抑制効果を評価できる見込みが得られた。仕上塗材は建築物の維持保全に有効な仕上げ材であり、今後はより多くの仕上塗材種類について測定を行って

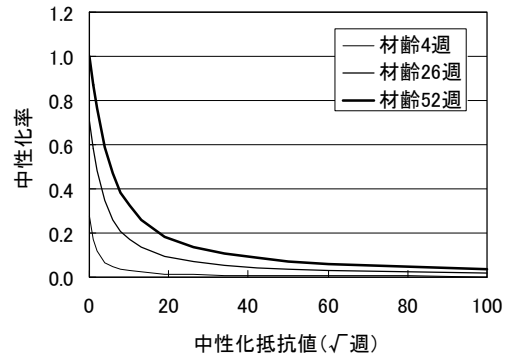


図-9 中性化抵抗値と中性化深さの関係

データを蓄積し、今後の良好な建築物のストックに役立てていきたい。

本研究は、宇都宮大学榊田佳寛教授にご指導を賜った。ここに深く感謝の意を表する。

【参考文献】

- 1) 建設大臣官房技術調査室監修、(財)国土開発技術センター建築物耐久性向上普及委員会、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術」、技報堂出版、1986. 6
- 2) 河野政典、榊田佳寛、落合亮太、唐沢智之、「仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化抑制効果に関する研究」、日本建築学会構造系論文報告集、第 584 号、pp. 15-21、2004. 10
- 3) 福島敏夫、福士 勲、「高分子仕上塗材がコンクリートの中性化進行に及ぼす影響の定量的評価 鉄筋コンクリート造建築物外壁の耐久性予測法に関する研究(その2)」、日本建築学会構造系論文報告集、第 434 号、pp. 1-10、1992. 4
- 4) 兼松 学、松下哲郎、朴 同天、野口貴文、「建築用仕上材料によるコンクリートの中性化抑制モデルに関する研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 27、No. 1、pp. 637-642、2005. 6
- 5) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針(案)・同解説」、2004
- 6) 馬場明生、千歩 修、「各種の表面層を持つコンクリートの中性化深さ推定方法に関する一考察」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 9、No. 1、pp. 333-338、1987
- 7) 宮木宏明、金津貢一、「外装仕上塗材の気体透過性に関する研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集 A (北海道)、pp. 635-636、1986. 8
- 8) 小林一輔、出頭圭三、「各種セメント系材料の拡散性状に関する研究」、コンクリート工学、Vol. 24、No. 12、pp. 91-106、1986. 12

建築用仕上塗材の色彩と日射反射性能

— 高反射率塗料の屋外曝露 1 年結果 —

Colors and Solar Reflecting Performance of Wall Coatings of Buildings

- High-Reflectance Coatings After One Year of Outdoor Exposure -

中村裕介* 茂木正史* 小河義郎*

要 旨

日射量の多い夏季の遮熱対策として工場などの金属屋根建物では高反射率塗料の採用が増えている。その有効性を確認するために複数メーカーの製品について屋外曝露を行い、日射反射率を計測した。その結果、高反射率塗料製品は同色の普通塗料と比較すると赤外線領域の高反射特性により暗色であるほど遮熱効果が増すが、明色であるほど屋外曝露の汚れによる可視光線領域の反射率が大きく低下することで遮熱性能が低くなることが分かった。また日射反射率と遮熱性能および色の明度との関係を明確にしたことで、屋根や壁の配色についてデザインと遮熱性能を考慮した設計、改善提案が可能となった。

キーワード：高反射率塗料、日射反射率、明度、屋外曝露

1. まえがき

近年の省エネルギー施策に伴い、住宅分野の断熱基準が強化されたが、太陽光を直接受ける建物最外皮の外壁や屋根で日射を反射させて侵入熱エネルギーを減少させる「はじめから建物に日射熱を入れない」手法は、より効果的な夏季の遮熱対策として注目されている。特に工場や冷凍倉庫、畜舎などの定期的に空調機器を使用する建物では、冷房負荷エネルギーの抑制や壁・天井からの輻射熱低減による室内温熱環境の改善、および外気温変化による金属の膨張収縮で発生する音鳴り防止などの目的で、金属折板屋根や壁の仕上げに高反射率塗料を用いるようになった。

しかしながら製品の性能規格に関する明確な基準はなく、地球温暖化およびヒートアイランド対策の一環として平成 17 年度より東京都クールーフ推進事業が 3 年間実施されたが、そこでは遮熱性能の指標となる日射反射率が 50%以上という製品を採用したに過ぎない。建物への適用には製品の特性として、初期性能だけでなく経年劣化も確認する必要がある。また建物外装材の配色はデザインの基本であるため、色彩や明度と遮熱性能の関係を明確にすることで、はじめて有効な資料とすることができる。

本報では高反射率塗料製品による遮熱対策の有効性を確認するために実施した屋外曝露試験の結果および色彩と遮熱性能の関係について報告する。

2. 高反射率塗料の遮熱原理

2.1 太陽光の熱エネルギー

太陽光は図-1に示すとおり、波長の短い順に殺菌・退色作用のある紫外線、光として感じる可視光線および熱線とも呼ばれる赤外線から構成される、輻射による熱エネルギーである。図-2に太陽光の各領域における熱エネルギー割合を表す。遮熱対策には可視光線領域だけでなく、赤外線領域も重要になることが分かる。

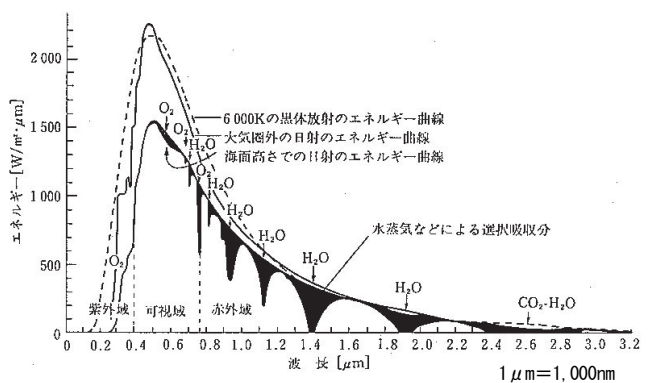


図-1 太陽放射の分光分布¹⁾

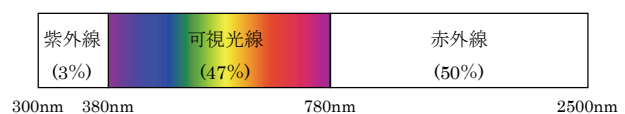


図-2 太陽光の熱エネルギー割合

*技術研究所

2.2 伝熱3要素

a. 伝導

物体表裏の温度差により高温部から低温部へ熱が移動すること。熱の伝わり易さは材質によって異なり、熱伝導率 λ で表される。ウレタンフォームなどの断熱材はこの性能を表示している。

b. 対流

流体である空気が移動することによって熱を伝えること。密閉空間でも温度上昇にともなう浮力が生じる。断熱材は空気の動きを妨げる役割をしているに過ぎない。

c. 輻射

物体から放射している電磁波（赤外線）のこと。アスファルト舗装や金属屋根・外壁、投光ランプのそばで感じる熱の正体であり、太陽光に代表されるように真空中でも熱を伝えることができる。なお対流と輻射の合計を熱伝達率と呼び、熱貫流率の計算では対象部位ごとの実用値を用いる場合が多い。

2.3 高反射率塗料の遮熱原理

同色の普通塗料に比べてより多くの太陽光の輻射エネルギーを反射させる特性を持つ“高反射率”塗料は、その効果から“遮熱”塗料とも呼ばれている。その他に“断熱”塗料という呼称もあるが、前節および図-3に示す熱の伝わる3要素である伝導、対流、輻射を考慮すると相応しくない。

高反射率塗料には図-4に示す塗膜断面のように、セラミック系の顔料等によって赤外線領域の熱エネルギーを反射させるタイプと中空パールなどを配合することで密閉空気層を取り入れた断熱タイプ、これらの複合タイプがある。ただし密閉空気層による断熱といっても、最大1mm程度の塗膜厚さの中に、ウレタンフォーム20mmなどと同等の断熱性能を有していないことは容易に想像できる。高反射率塗料の主な遮熱特性は赤外線反射によるものであり、ウレタンフォームなどの断熱材と根本的に異なる遮熱原理になるため、日射の当たらない壁内部に、さらに空気層を設けずに適用することは避けるべきである。なお塗膜表面での可視光線領域の反射は色彩で決定するものなので、普通の塗料でも生じる現象である。

3. 性能確認試験

3.1 試験体

選定した製品は市販の高反射率塗料 17 メーカー21 製品の無彩色白色 16 種類、灰色 20 種類、黒色 13 種類、有彩色 8 種類および比較用の普通塗料である。試験体はこれらの製品を溶融亜鉛めっき鋼板 300×300×1mm に標準仕様で塗布して製作したものである。屋外曝露は平成 18 年 9 月から、つくば市にある技術研究所敷地内で最低地上高 500mm、2.5/10 勾配、南向きに設置して行っ

た。屋外曝露状況を写真-1に示す。1年曝露試験体は屋外曝露を行っているものから50×50mmの試験片を切り出したものである。計測前洗浄は行っていない。

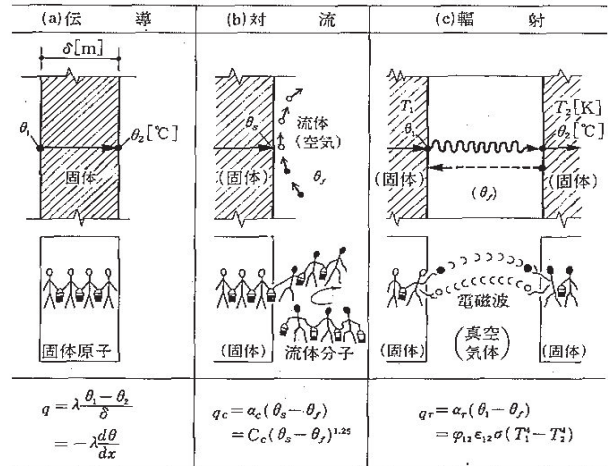


図-3 熱移動の基本3プロセス¹⁾

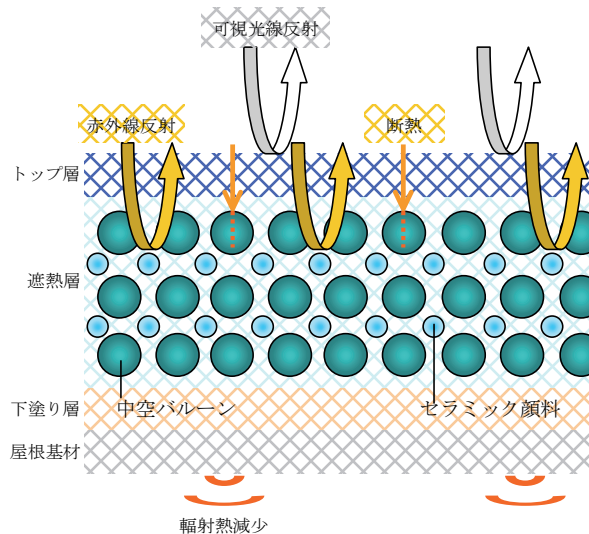


図-4 高反射率塗料の塗膜断面構成



写真-1 H18.9~屋外曝露状況

3.2 測定概要

遮熱性能を表す日射反射率は JIS R 3106²⁾に従い、分光測光器により波長範囲 300~2500nm の分光反射率を計測し、波長ごとの日射強度の重係数を用いて算出した。分光反射率の測定は財団法人建材試験センターに依頼した。測定に用いた分光測光器は写真-2 に示す島津製作所製の分光光度計 UV-3150 に積分球 ISR-3100 を取り付けたものである。色の明度は JIS Z 8721³⁾から求めた。

また屋外曝露を行っている試験体の温度計測と外気温・日射量の計測を図-5 に示すとおり行った。



写真-2 分光測光器

4. 試験結果

4.1 試験体温度

屋外曝露を行っている試験体の温度は、建物における相当外気温となる。相当外気温とは屋根や外壁に日射が当たる場合、日射の強さに応じて外気温が仮想的に上昇したと考える温度のことで、建物に入力される実際の熱エネルギーとなる。

夏季の天候の良い日を選んで実測した全試験体の温度、外気温および日射量を図-6 に示す。同様に夏季の曇った日の結果を図-7 に示す。前者では色彩を問わなければ試験体温度で最大 41.9℃の差が生じ、外気温よりも最大 51.6℃高くなった。後者では試験体温度の最大差 6.9℃、外気温との最大差 7.4℃であり、日射の強さによって試験体の温度差に大きな変化をもたらす。

次に製品の優劣を確認するため、上記の結果を無彩色黒、灰、白に分類したものを図-8 と図-9 に示す。日射量が多い日でも、明度の高い白色では明度の低い色よりも試験体の温度差が少なくなる。色別の最大温度差は灰色の 21.1℃であった。反対に日射量が少なければ色彩に関わらず、各製品の優劣はほとんど見られなかった。なお高反射率塗料でも普通塗料と温度差のなかったものがあつたため、表-1 にまとめる試験体の最大温度差の結果は、そのまま高反射率塗料製品の性能差と見ることができる。

高反射率塗料の最大の特徴である赤外線領域の高反射特性は前述した通りだが、以上の温度実測結果からも日射量が多いほど遮熱効果は大きくなるため、高反射率塗料は日射があつてこそその技術であることが分かる。これは日射量の多い夏季の遮熱効果は大きく、日射量の少ない冬季では日射反射による熱取得損失が少ないことを示唆している。

表-1 曝露試験体の最大温度差

	黒	灰	白	有彩色含む 全試験体
日射量大 (図-6, 図-8)	17.6	21.1	10.0	41.9
日射量小 (図-7, 図-9)	3.3	3.0	2.4	6.9

単位(°C)

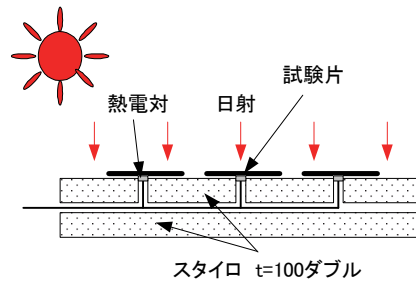


図-5 屋外曝露試験体の温度計測概要

H18.9.5 気象条件

最大日射量 712W/m²、その時の外気温 28.7℃

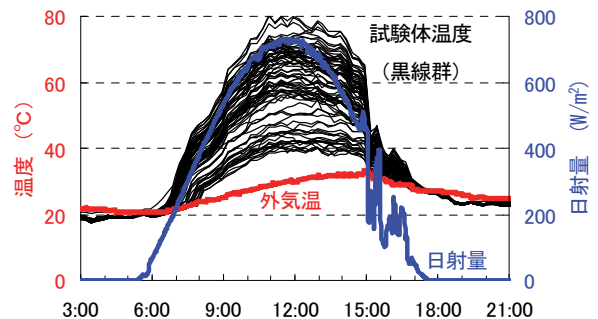


図-6 曝露試験体温度実測結果 (日射量大)

H18.9.1 気象条件

最大日射量 155W/m²、その時の外気温 23.5℃

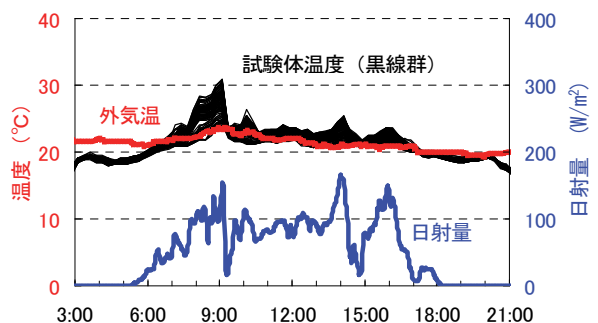


図-7 曝露試験体温度実測結果 (日射量小)

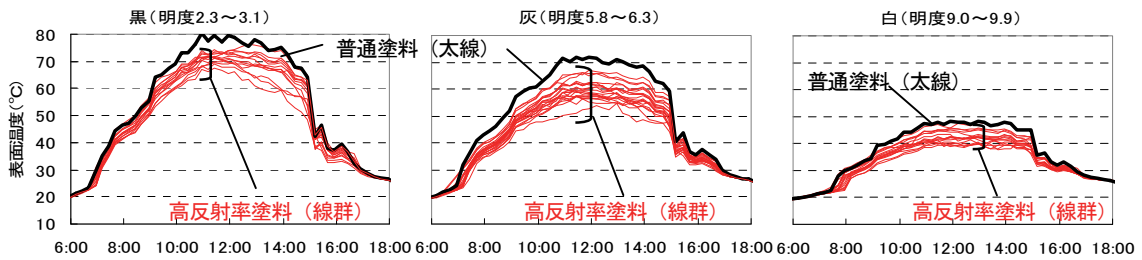


図-8 色別の温度実測結果 (日射量大)

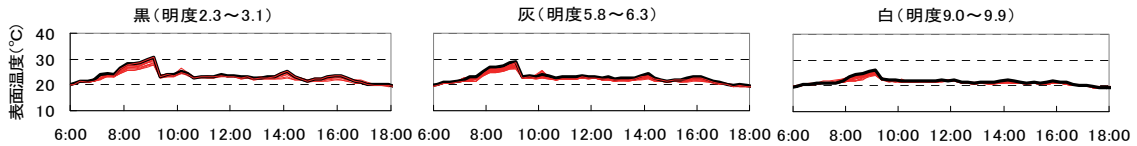


図-9 色別の温度実測結果 (日射量小)

4.2 日射反射率

a. 普通塗料との比較

普通塗料と典型的な反射特性をもつ高反射率塗料の反射特性を図-10に示す。この反射特性に JIS R 3106 に規定する重係数を乗じて加重平均したものが日射反射率となる。普通塗料灰 (明度 6.0) の日射反射率は 24% だが赤外線領域の高反射特性を持つ同色の高反射率塗料では 59% であった。日射量の多い日では約 20℃ の温度差となる。ただし普通塗料白 (明度 9.8) の日射反射率は 87% であるため、色の明度も重要となる。

b. 屋外曝露による性能変化

屋外曝露による反射率の低下は田坂ら⁴⁾により報告されており、今回の計測結果でも曝露環境が異なるものの、同様の結果となった。図-11に示す普通塗料の測定結果から、表面汚れによる可視光線領域の反射率低下は明度の高い色ほど大きいことが分かる。また図-12の高反射率塗料でも可視光線領域は同様の傾向を示すが、赤外線領域の低下は色に関わらず一様であった。屋外曝露による高反射率塗料の性能劣化は、汚れによる可視光線領域の低下と塗膜劣化による赤外線領域の低下が合算されるため、普通塗料よりも大きいと考えられる。

図-13に初期と曝露1年後の可視光反射率と日射反射率を色別に示す。日射反射率の変化が最も大きい白色 (明度 9.6~9.9) で、平均 15%、最大 31% 低下した。1年曝露後では可視光反射率の低下が大きく、普通塗料よりも低い日射反射率の高反射率塗料が 10 種類中 7 種類となった。その他の色の日射反射率の平均低下率は白 (明度 9.0~9.2) 13%、灰 (明度 5.8~6.3) 8%、黒 (明度 2.3~3.1) 3% となった。同様に可視光反射率の平均低下率は白 16%、灰 5%、黒 5% となり、明度が低くなるにつれて赤外領域の反射率の低下がクローズアップされることがわかる。

一般に屋根は明度の低い色が採用されるため、高反射率塗料による遮熱効果を期待できるが、一部製品では1年曝露の性能劣化により、普通塗料のほうが反射率の高いものもある。経年変化を考慮した選定が必要である。

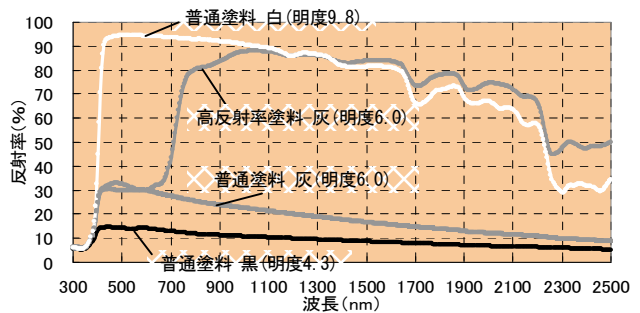


図-10 普通塗料と高反射率塗料の反射率比較

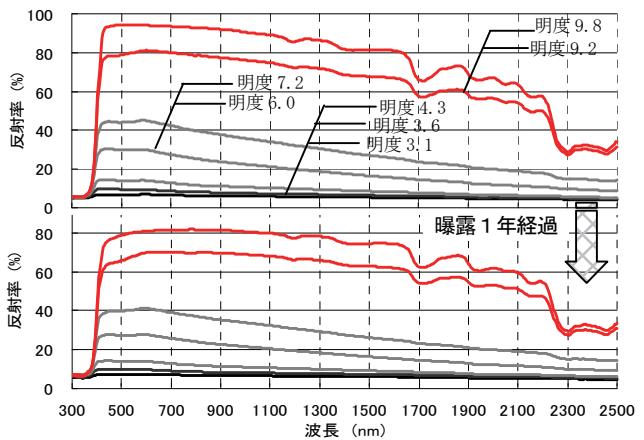


図-11 屋外曝露による反射率変化 (普通塗料無彩色)

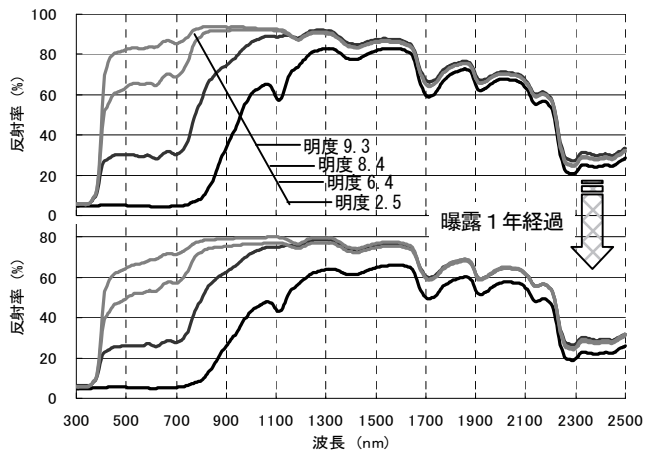


図-12 屋外曝露による反射率変化 (高反射率塗料無彩色)

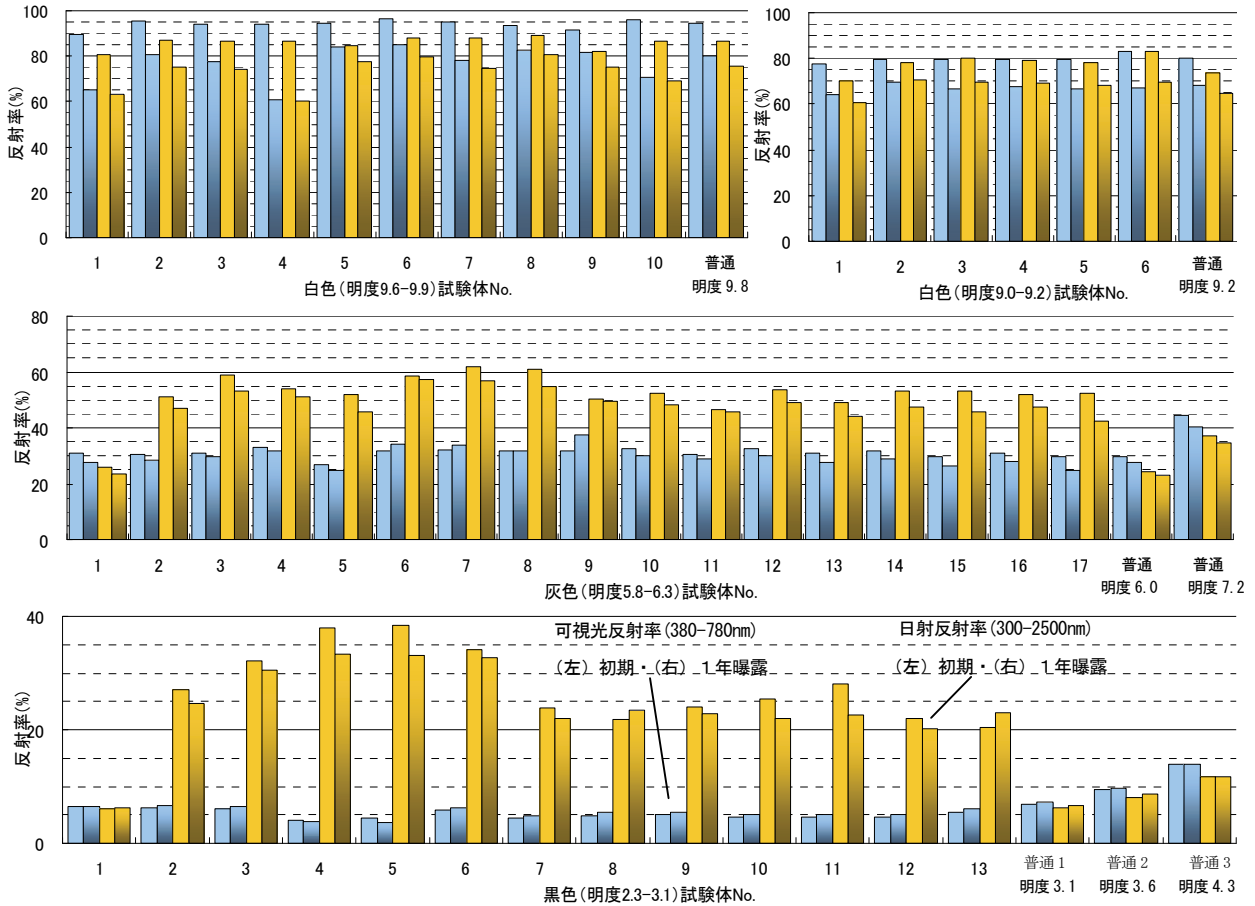


図-13 色別の日射反射率算出結果

5. 色彩からの遮熱性能予測

建築分野で一般に知られる色の表示方法であるマンセル表色系の明度は可視光線領域の反射特性を表すものである。太陽光全域における反射特性は日射反射率と定義されており、遮熱性能を検討する際に用いる反射率がどちらであるか確認する必要がある。一般に同色では普通塗料よりも高反射率塗料のほうが遮熱性能に優れるが、明度が異なればその効果量も変わる。普通塗料の色の持つ反射特性を把握することで適切な選定ができるようになる。ここでは屋根・壁の配色を遮熱性能からも検討できるように、明度と日射反射率の関係を整理する。式(1)に相当外気温の算出方法を示す。

$$t_i - t_o = \frac{a_i \cdot J}{a_i} \quad (1)$$

ここに、

t_i : 相当外気温(°C)

t_o : 外気温(°C)

a_i : 試験体日射吸収率

J : 日射量(W/m²)

a_i : 試験体総合熱伝達率(W/m²・K)

図-14 に無彩色の明度と日射反射率および式(1)から算出した相当外気温の関係を示す。相当外気温の算出は実測条件と合わせた。その結果、日射反射率 10% は夏季で 5~7°C の効果を持つことが分かった。また冬季では 1~3°C となることが分かった。

しかしながら有彩色では図-15 に示すように実測値と差異を生じるものもあった。有彩色は彩度、色相が遮熱性能にどのように関与するのか不明であったため、同明度・同彩度の普通塗料有彩色の日射反射率を計測した。その一例を図-16 に示すが、同明度でも反射率に 10%

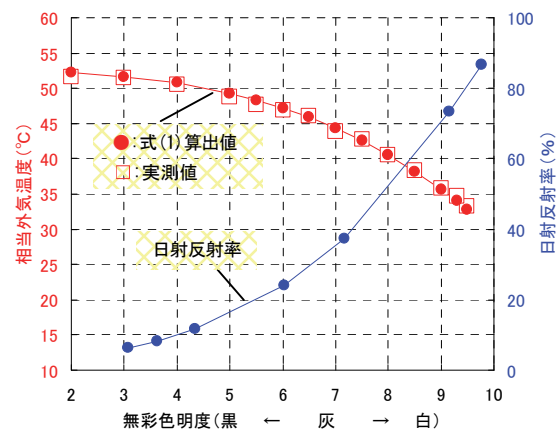


図-14 明度と日射反射率および予測温度の関係

程度の差があることが分かった。原色に用いる塗料配合によって反射率が決定するものと考えられるが、全ての色について日射反射率を計測することは実質的に不可能なため、写真-3に示す財団法人日本塗料工業会の発行する色見本帳を用いて日照下の表面温度から求めたみかけの日射反射率と実際に分光測光器で計測した結果が同等であることを確認した。以上により有彩色の温度予測も可能となった。

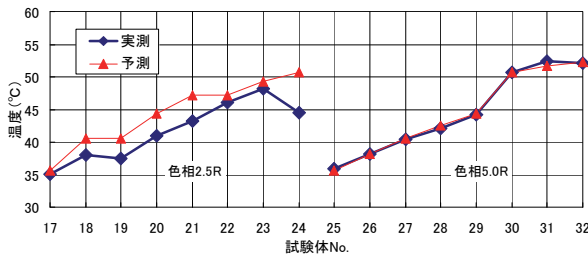


図-15 日射反射率を用いた温度予測と実測 (有彩色)

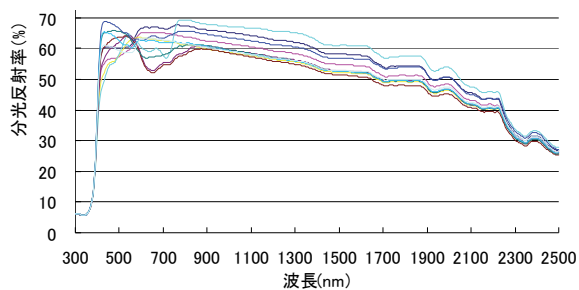


図-16 同明度・同彩度一般塗料有彩色の反射率



写真-3 色見本帳による遮熱性能測定

6. CO₂削減量の算定

高反射率塗料によるCO₂削減量の算定方法を表-2に示す。東京都クールーフ協議会の導入実績(コンクリート系 6675.7m²、金属系 3517m²)⁵⁾から算定すると、13.1tのCO₂削減量となった。算定条件は冷房消費エネルギー量 30.9kWh/m²、暖房消費エネルギー量 16.4kWh/m²、対策面積割合は100%と設定した。

表-2 高反射率塗料による熱負荷低減割合の算出

屋根仕様	設定温度の緩和	空調エネルギー削減割合(%)		算出式
		夏季	冬季	
コンクリート系	夏期+1°C、冬期+0.5°C (夏期: 27°C→28°C) (冬期: 20°C→20.5°C)	-8.8	4.8	(冷房消費エネルギー量kWh×8.8%+暖房消費エネルギー量kWh×(-4.8%))×対策面積割合×0.555kgCO ₂ /kWh
金属系	夏期+2°C、冬期+1°C (夏期: 26°C→28°C) (冬期: 20°C→21°C)	-15	9.7	(冷房消費エネルギー量kWh×15%+暖房消費エネルギー量kWh×(-9.7%))×対策面積割合×0.555kgCO ₂ /kWh

7. まとめ

高反射率塗料の遮熱効果の有効性を確認するため、屋外曝露を行って特性の変化を計測した。以下に得られた知見などを示す。

- i. 高反射率塗料の遮熱効果は日射量によって大きく変化する
- ii. 明るい色ほど屋外曝露による性能劣化は大きい
- iii. 明度と日射反射率の関係を導き、建物入射エネルギーとなる外装塗料の表面温度を予測できるようになった
- iv. 予測に必要な物性値となる塗料の日射反射率は明度と同意の可視光線領域だけでなく、赤外線領域まで含む必要である

8. あとがき

夏季の暑さが厳しい地域では、断熱性能を増すよりも屋根通気層の通気量増加や放射の遮蔽などの日射遮蔽対策を取り入れることが重要となる。夏季に定期的に空調機器を使用する部屋直上上の屋上や屋根に高反射率塗料を施工して強い日射熱をカットすることで、冷房負荷エネルギーを減らし、さらに空調機器だけで下げることの難しい天井や外壁の表面温度を低下させて居住者に与える快適性を向上させることができる。

以上のように、夏季の省エネルギー技術として注目される高反射率塗料だが、建築物への適用には適切な選定が必要である。

[参考文献]

- 1) 田中俊六、「最新建築環境工学改訂3版」、井上書院、pp. 33-72、2006.3
- 2) JIS R 3106「板ガラス類の透過率・反射率・放射率・日射熱取得率の試験方法」、1998
- 3) JIS Z 8721「色の表示方法—三属性による表示」、1993
- 4) 田坂太一、藤本哲夫、岡田朋和、近藤靖史、「高反射率塗料製品の日射反射性能に関する研究(その3) 屋外曝露試験による日射反射性能の長期変化の測定」、日本建築学会大会学術講演梗概集、p. 667、2006
- 5) クールーフ推進協議会、「平成18年度報告書」、pp. 27-29、2007.3

建物屋上遮熱技術の開発

ーその2 遮熱性能の検証および空調エネルギー削減量の算出ー

Development of Heat Shielding Technology for Roofs of Buildings

- Part 2 Verification of the Heat Insulation Performance and Calculating the Reduction in Energy Consumption for Air Conditioning -

小河義郎* 茂木正史* 中村裕介* 西野晃平**

要 旨

ヒートアイランド現象の緩和や建物屋根の表面温度を低下させ室内温熱環境の向上を図る技術として、屋上緑化や熱反射塗料、屋根散水等が開発されてきた。このように建物外皮を遮熱する技術が求められる中、折板屋根を対象として屋上緑化よりも安価で施工性が良い、保水シートや遮熱シートを用いた屋根遮熱システムを開発した。縮小モデル実験からは保水シートシステムは断熱二重屋根よりも、遮熱シートシステムは熱反射塗料よりも夏期の遮熱性能が優れていることが、実建物への適用からは室内温度の上昇を抑制できることが確認できた。また、システム設置による空調エネルギー削減量をシミュレーションにより算出できるようになった。

キーワード：保水シート、遮熱シート、日除け、水蒸散、日射反射

1. まえがき

ヒートアイランド現象の緩和や建物屋根の表面温度を低下させ室内温熱環境の向上を図る技術として、屋上緑化や熱反射塗料の使用、屋根散水等がある。当社でも緑化については、ミドリラップ工法を開発し、実物件へ適用してきた。東京都では熱反射塗料や保水性建材による「ヒートアイランド対策ガイドライン」を策定し、ヒートアイランド対策を推進している。

建物外皮で日射を遮断し、屋根表面温度を低下させる技術が求められる中、緑化より安価でメンテナンスの省力化を図った保水シートや遮熱シートを用いた屋根遮熱システムの開発を行った。

年報 No. 33 で、縮小モデル実験からシステム設置による金属屋根表面温度の低下量を算出し、システムの遮熱効果の評価式を構築した内容について報告した¹⁾。

本報ではシステムの概要と縮小モデル実験により他の断熱工法と遮熱性能を比較した結果、実建物での遮熱効果の検証結果について、また、評価式からシステム設置による年間の空調エネルギー削減量を概算した結果を報告する。

2. 開発背景

熱反射塗料は色相により効果が一定でなく、屋上緑化は高価でメンテナンスの手間がかかる。また、従来の屋根散水は散水した水が水下へ流出し、表面が乾燥し易く、常に散水していないと屋根表面温度の低下が期待できないという欠点があった。そのため、断熱性能が低い金属屋根を対象として、夏期における屋根表面温度を低下する屋根遮熱システムの開発を行った。

表-1 に建物外皮を遮熱する従来技術の特徴を示す。

表-1 従来技術の特徴

	屋上緑化	屋根散水	熱反射塗料
遮熱性能	高い	常に散水していないと期待できない	白に近い色相ほど効果が小さい
イニシャルコスト	高価	安価	比較的安価
ランニングコスト	灌水や剪定、施肥費用がかかる	散水費用がかかる	無し
メンテナンス	剪定や施肥の必要性あり	スプリンクラーの点検程度	塗り替え必要
：デメリット			

*技術研究所 **東京支社建築設計部

3. 屋根遮熱システムの概要

3.1 遮熱システムの概略

開発したシステムは、保水シートを用いたシステムでは日除けと水蒸散効果で、遮熱シートを用いたシステムでは日除けと日射反射効果で、夏期の屋根表面温度を低下し、屋根からの輻射熱を抑えることにより室内温熱環境を向上させる金属屋根（以後、折板屋根と称す）を対象とした技術である。

図-1 にシステムの概略パースを、図-2 にシステムの遮熱機構を示す。

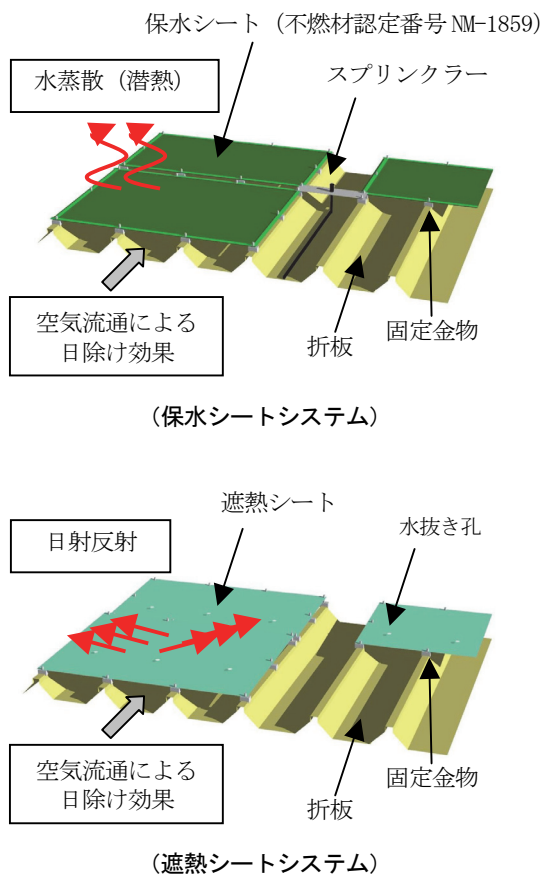


図-1 システムの概略パース

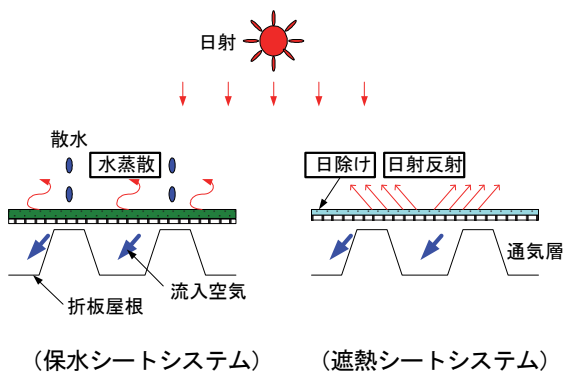


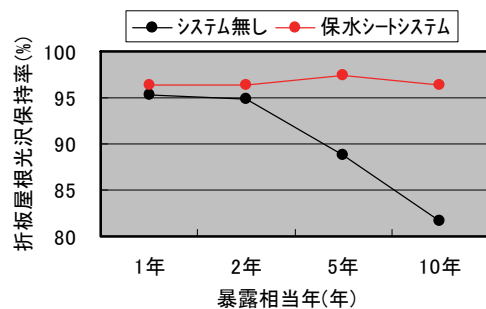
図-2 システムの遮熱機構

3.2 特長

屋根遮熱システムは緑化と比較すると、安価で、省メンテナンスである。

以下にシステムの主な特長を示す。

- i. 折板屋根を覆うようにシステムを構築するので、紫外線による屋根の劣化を防止できる (図-3)
- ii. 遮熱塗料の効果が見込めない白色系の屋根でも、日除けと水蒸散効果で遮熱性の向上が図れる
- iii. 保水シートシステムについては最大で約 30℃、遮熱シートシステムについても最大で約 20℃の折板屋根外表面温度の低下が可能
- iv. 水蒸散効果や空調エネルギー低減による CO2 削減によって、ヒートアイランド現象の抑制に貢献できる
- v. 保水シートは軽量な不燃材料なので、準防火地域や防火地域等、屋根の仕様制限が求められる地域の新築建物や既存建物にも適用しやすい (図-4)



折板屋根（縮小試験片）を保水シートで覆ったものと、覆わない試験片を促進耐候性試験装置に入れ、UV（紫外線）を照射し、試験前後の光沢を測定

図-3 システム設置による折板屋根の光沢保持率

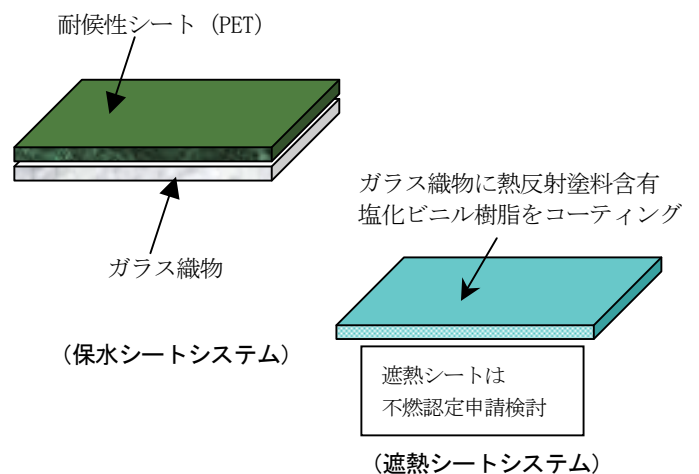


図-4 システムに使用するシートの構成

4. 縮小モデルでの実験

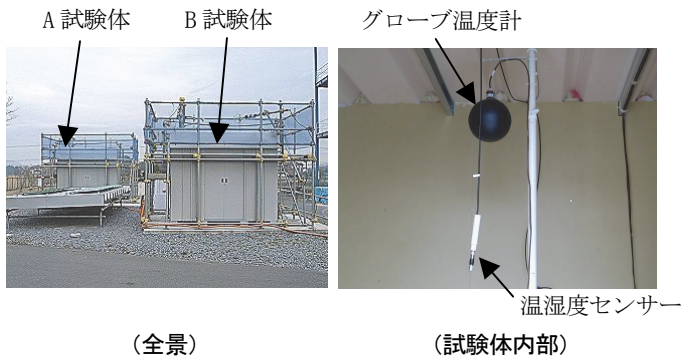
4.1 実験概要

実建物を模擬した縮小モデル試験体(間口 1.7m×奥行 2.7m×高さ 1.8m、容積 8.3m³)を屋外に施工し、遮熱効果を検証した。年報 No. 33 ではシステム設置方法や散水パターンでの性能比較について報告した。

実験では、折板屋根の断熱工法として知られる断熱二重屋根や熱反射塗料との比較を行った。

なお、本試験体の壁から侵入する熱の影響を少なくするために、屋根の断熱仕様に比べて壁の断熱仕様を高めている。

写真-1に実験状況を、表-2に実験パラメータを示す。



部位	仕様
屋根	ポリエチレン 3mm
壁	グラスウール 100mm

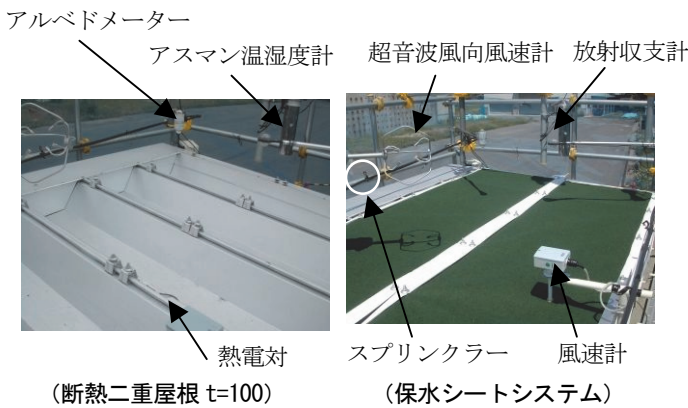


写真-1 実験状況 (縮小モデル実験)

表-2 実験パラメータ

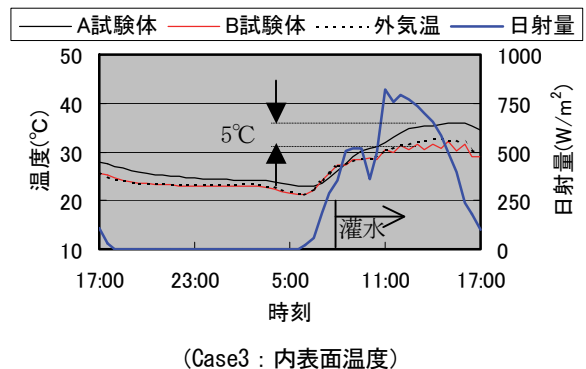
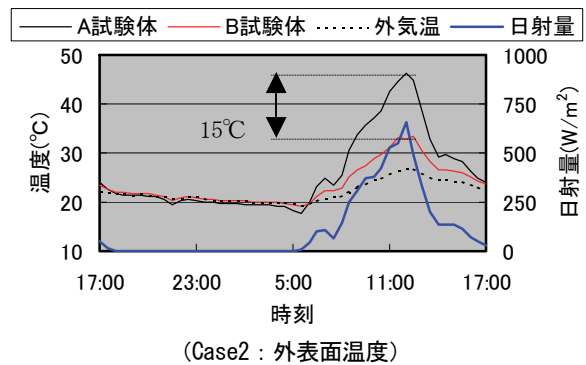
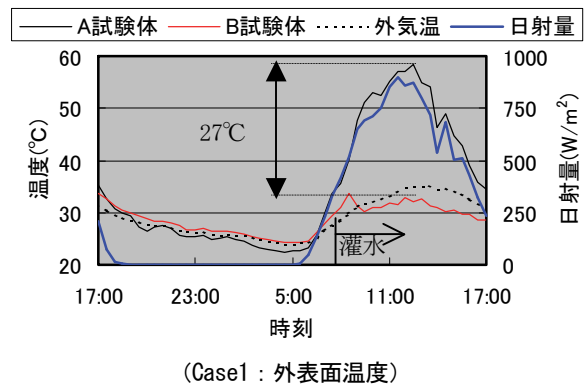
実験 Case	実験日	A 試験体	B 試験体
1	8/20	システム無し	保水シート
2	9/2	熱反射塗料	遮熱シート
3	9/20	断熱二重屋根	保水シート

遮熱シート、熱反射塗料の日射反射率は共に 50%程度
保水シートの散水量は 8~16 時の正時に 1 分間 1L/m²

4.2 実験結果

試験体内の温湿度や輻射温度等を測定し、その結果を検討した。ここではその一例として、図-5に試験体の折板屋根表面温度の推移を示す。

保水シートシステムを設置し散水を行った場合はシステムを設置しないものに比べて最大で約 27°Cの温度低下が見られた (Case1)。遮熱シートシステムを設置すると熱反射塗料を塗布したものよりも試験体の折板外表面温度で約 15°Cの低下が (実験 Case2)、また、保水シートシステムを設置し散水した場合には断熱二重屋根よりも内表面温度 (断熱材下端) で約 5°Cの低下が見られた (実験 Case3)。



外気温度は屋根上 1m での測定

図-5 試験体の折板屋根表面温度の推移

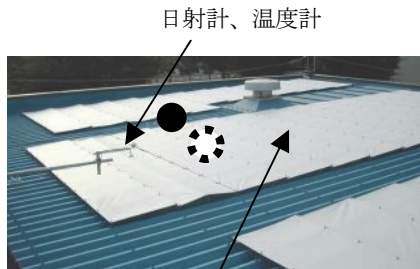
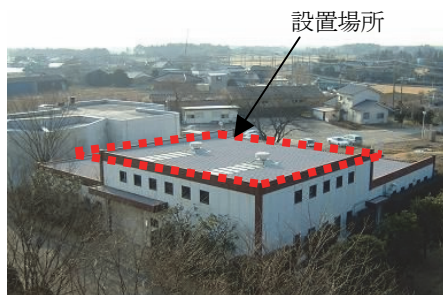
5. 実建物での遮熱効果の検証

5.1 実験概要

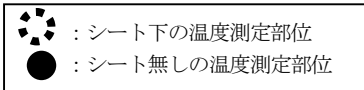
縮小モデル実験からシステム設置による屋根表面温度の低下が確認できた。しかしながら、実際の建物は縮小モデル実験体よりも天井が高いので、屋根表面温度の低下が室内温度の上昇の抑制にどの程度の効果をもたらすのかが分からなかった。そのため、当社技術研究所の実験施設（間口 14.5m×奥行 16.5m×高さ 6.5m、容積 1,555m³）でシステムの遮熱効果を検証した。

なお、設置したシステムは保水シートシステムよりも屋根表面温度の低下が小さい遮熱シートシステムである。

写真-2 に実験状況を示す。



遮熱シート（日射反射率 50%程度）



(実験施設屋根：折板屋根シート設置後)

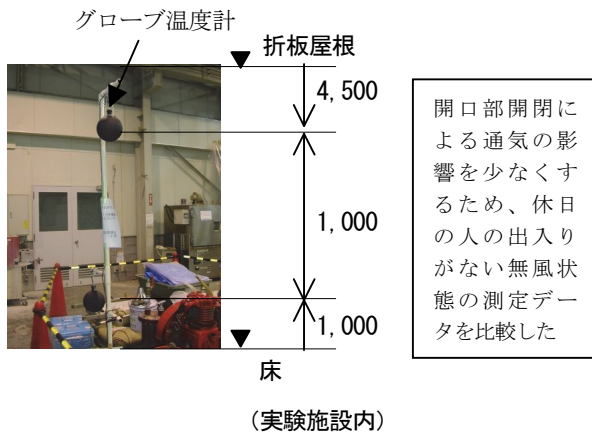


写真-2 実験状況（実建物での検証）

5.2 実験結果

図-6 に屋外温度、日射量の推移を、図-7 に実験施設の折板屋根外表面温度の推移を、図-8 に実験施設内の温度の推移を示す。

気象条件について見てみると、システムを設置していた日は設置していない日と比べて日射量が多く外気温度が若干高いもののほぼ同じ条件での測定ができた。

遮熱シートシステムを設置していた日の折板屋根外表面温度は設置していない日と比べて約 18℃低下していた。また、実験施設内の、温度は約 2～3℃（H=2m）の低下が見られた。

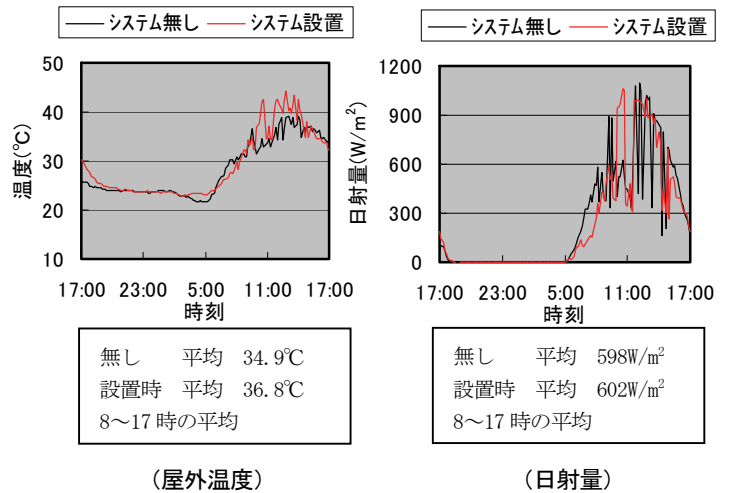


図-6 屋外温度、日射量の推移

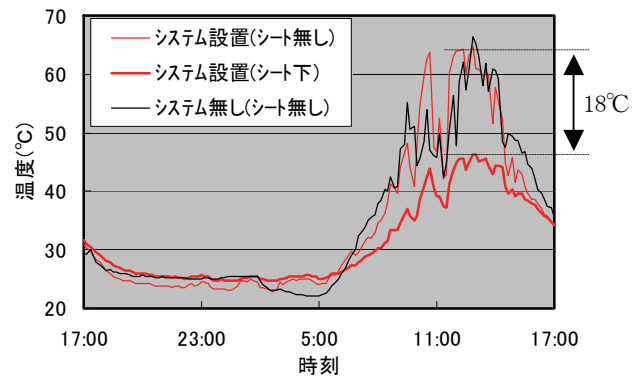


図-7 実験施設の折板屋根外表面温度の推移

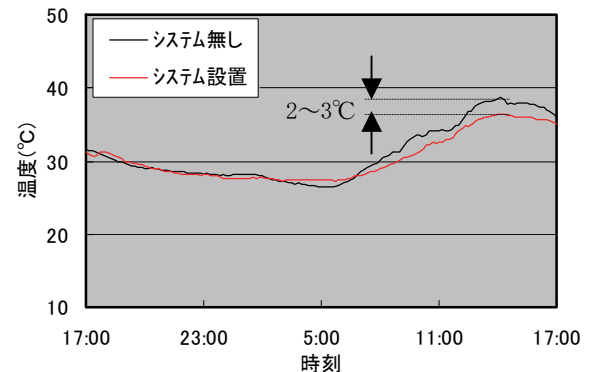


図-8 実験施設内（H=1m）の温度の推移

6. システム設置による空調エネルギー削減量の算出

6.1 評価式について

図-9 にシステムの遮熱効果の算出手順を示す。

年報 No. 33 では、屋根遮熱システムの遮熱効果をシートの日射吸収率を低減することにより相当外気温度の算出式²⁾を用いて算出することが可能であることを、縮小モデルの実験値と比較することにより明らかにしている。

① 折板屋根表面温度 (相当外気温度) の算出式
システムを設置しない場合の折板屋根表面温度
 $tf = I / \lambda_o \cdot \alpha + t_o$
システムを設置した場合の折板屋根表面温度
 $stf = I / \lambda_o \cdot \alpha_s + t_o$

α : 折板屋根の日射吸収率, α_s : システムの日射吸収率
 I : 日射量 (W/m^2), t_o : 外気温度 ($^{\circ}C$)
 λ_o : 屋外表面熱伝達率 (W/m^2K)

↓ ※I, t_o は気象データを利用

② 保水シートの水蒸散効果
水蒸散効果による日射吸収率の低減量 $\alpha_1 = Y/I$

$Y = 0.65X_1$ (日射量) + $10X_2$ (温度) - $3X_3$ (湿度) - 17
: 保水シートの蒸発潜熱量 (W/m^2)
(保水シートに散水した水の蒸散試験から、日射、温度、湿度を説明変数とする蒸発潜熱量の重回帰式を算出)

↓ ※ $X_1 \sim X_3$ は気象データを利用

③ シート設置による日除け効果³⁾
日除け効果による日射吸収率の低減量 $\alpha_2 = C_p \cdot V / C_{ns}$

$C_p = 1.31$: 空気容積比熱 (kJ/m^3K)
 $V = 3600vd$: 空気層への進入空気量 (m^3/h)
 v : 風速 (m/s), d : 折板屋根とシート間の平均距離 (m)
 $C_{ns} = 13$ (保水シート散水無し), 37 (保水シート散水有り), 163 (遮熱シート)
: シートの熱コンダクタンス (W/m^2K)

↓ ※: v は気象データを利用

④ システムの日射吸収率
 $\alpha_s = (\alpha_r - \alpha_1) / (\alpha_2 + 1)$ (保水シート散水時)
 $= \alpha_r / (\alpha_2 + 1)$ (保水シート散水時以外)
 $= \alpha_i / (\alpha_2 + 1)$ (遮熱シート)

α_r : 保水シートの日射吸収率, α_i 遮熱シートの日射吸収率

↓

⑤ システムの遮熱効果
 $\Delta tf = tf - stf$
(システム設置による折板屋根表面温度の低減量)

$\Delta Q = Q - sQ = K(tf - t_i) - sK(stf - t_i) \dots (1)$
(空調エネルギー削減量
= システム設置による熱損失量の低減量)

K : 折板屋根の熱貫流率 (W/m^2K)
 $sK = (1 / (1 / \lambda_o + 1 / sC_n + 1 / \lambda_i))$: 保水シートシステムの熱貫流率 (W/m^2K)
 $sC_n = (C_n \cdot (C_p \cdot V + C_n) / (C_p \cdot V + C_{ns} + C_n))$ (W/m^2K)
: 屋根遮熱システムの熱コンダクタンス
 C_n : 折板屋根の熱コンダクタンス (W/m^2K)
 λ_i : 屋内表面熱伝達率 (W/m^2K), t_i : 空調設定温度 ($^{\circ}C$)

図-9 システムの遮熱効果の算出手順

6.2 空調エネルギー削減量の算出

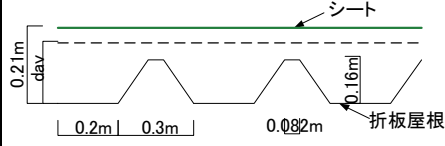
a. 概要

折板屋根 (100 m^2) に屋根遮熱システムを施工した場合の空調エネルギー削減量を、評価式 (図-9 ⑤) の式 (1) を用いて算出した。また、比較用に熱反射塗料を折板屋根に塗布した場合も算出した。

b. 計算条件

計算条件を表-3 に示す。

表-3 計算条件

対象地域	福岡、大阪、横浜
対象時期	下記空調運転期間での算出
建物	高さ (折板屋根高さ) : $h=10m$ 建物設置場所の地面の状態 : $p=0.002$ (森林、高い建物が無い市街地)
折板屋根の仕様	製品 : 丸馳折板 II 型 (三晃金属工業) 平均空気層の厚み : $d_{av}=0.149m$  熱貫流率 : $K=3.89W/m^2K$ 熱コンダクタンス : $C_n=7.81W/m^2K$ 日射吸収率 : $\alpha=0.75$
気象データ	1981~1995 年の過去 15 年間のアメダス気象データ (各時刻の時間平均の 365 日データ) の外気温度 t_o 、日射量 I (冬期の日射取得率 0.5)、風速 v
空調条件	夏期 : 6/1~9/30 7~19 時 28 $^{\circ}C$ 冬期 : 12/1~3/31 7~19 時 20 $^{\circ}C$
散水条件 (保水シートシステム)	夏期 : 7/15~9/15 8~16 時 水量 : 1.0L/ m^2
シート、熱反射塗料の日射吸収率	保水シート $\alpha_r=0.9$ 遮熱シート $\alpha_i=0.5$ 熱反射塗料 $\alpha_p=0.5$
その他の熱物性値	屋外表面熱伝達率 : 23.3W/ m^2K (夏期) 35.0W/ m^2K (冬期) 屋内表面熱伝達率 : 11.6W/ m^2K

c. 計算結果

表-4、図-10 にシステム設置による空調エネルギー削減量 (熱損失量の低減量) を示す。

冬期はシート設置による日射吸収の低下が影響して空調エネルギーの使用量が多くなる。しかしながら、年間を通して保水シートシステム > 遮熱シートシステム > 熱反射塗料の順で空調エネルギーを低減でき、約 3,000~6,000kWh (100 m^2 当り) の削減が見込める。

表-4 空調エネルギーの削減量 (年・100m² 当り)

			福岡	大阪	横浜
保水シートシステム	ΔQ^{*1}	kWh	5,900	5,100	5,000
	$\Delta CO2^{*2}$	kg	2,200	1,880	1,840
遮熱シートシステム	ΔQ	kWh	4,400	3,400	3,600
	$\Delta CO2$	kg	1,600	1,300	1,350
熱反射塗料	ΔQ	kWh	2,000	1,700	1,700
	$\Delta CO2$	kg	750	650	650

* 1 : システム設置による熱損失量の低減量(空調エネルギー削減量)

* 2 : CO2 排出係数 0.37kg/kWh で換算

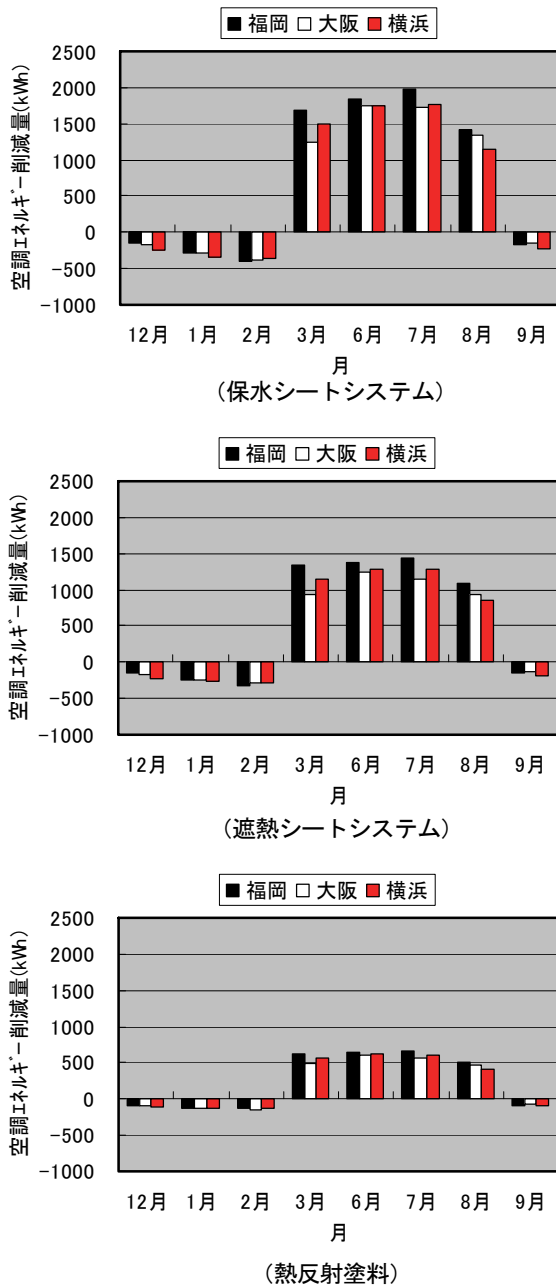


図-10 空調エネルギー削減量 (100m² 当り)

7. まとめ

屋根遮熱システムの遮熱性能の検証実験および空調エネルギー削減量の算出結果から以下のことが確認できた。

- i. 保水シートシステムは断熱二重屋根よりも、遮熱シートシステムは熱反射塗料よりも夏期の遮熱性能(折板屋根表面温度の低下量)が優れている
- ii. 高さ 6.5m 程度の空間内の温度を約 2~3℃低減できた
- iii. 年間を通して、保水シートシステム>遮熱シートシステム>熱反射塗料の順で空調エネルギーを削減でき、評価式からは、約 3,000~6,000kWh (100m² 当り) の低減が見込める

8. あとがき

本年ではほぼ遮熱性能や施工性が良好なことが確認できた。次年度は、実建物への適用を進めていく。

なお、屋根遮熱システムは、帝人ファイバー(保水シートの開発担当)と、三晃金属工業(施工担当)の3社で共同開発した技術である。

【参考文献】

- 1) 小河義郎、茂木正史、中村裕介、西野晃平、「建物屋上遮熱技術の開発」、奥村組技術研究年報、No. 33、pp. 137-143、2007
- 2) 井上宇市、「空気調和ハンドブック」、丸善、p. 12、1967
- 3) (財) 建築環境・省エネルギー機構、「SMASH for Windows」、Ver. 2、p. 128、2000