JAEA-Research
2010-057

高レベル放射性廃棄物処分施設における坑道支保工に用いるセメント系材料の低減化技術に関する研究

（共同研究）

A Study on the Technology for Reducing Cement-type Materials Used for Tunnel Supports at High-level Radioactive Waste Disposal Sites

(Joint Research)

林 克彦　野口 聡　岸 裕和　小林 保之
中間 茂雄　藤田 朝雄　内藤 守正　多田 浩幸
熊坂 博夫　郷家 光男　中谷 篤史　齋藤 亮
石井 卓

Katsuhiko HAYASHI, Akira NOGUCHI, Hirokazu KISHI, Yasushi KOBAYASHI
Shigeo NAKAMA, Tomoo FUJITA, Morimasa NAITO, Hiroyuki TADA
Hiroo KUMASAKA, Mitsuo GOHKE, Atsushi NAKAYA, Akira SAITO
and Takashi ISHII

地層処分研究開発部門
地層処分基盤研究開発ユニット

Geological Isolation Research Unit
Geological Isolation Research and Development Directorate

March 2011

Japan Atomic Energy Agency　日本原子力研究開発機構

JAEA-Research

本レポートは独立行政法人日本原子力研究開発機構が不定期に発行する成果報告書です。
本レポートの入手並びに著作権利用に関するお問い合わせは、下記あてにお問い合わせ下さい。
なお、本レポートの全文は日本原子力研究開発機構ホームページ（http://www.jaea.go.jp）
より発信されています。

独立行政法人日本原子力研究開発機構　研究技術情報部　研究技術情報課
〒319-1195　茨城県那珂郡東海村白方白根 2 番地 4
電話 029-282-6387, Fax 029-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

This report is issued irregularly by Japan Atomic Energy Agency
Inquiries about availability and/or copyright of this report should be addressed to
Intellectual Resources Section, Intellectual Resources Department,
Japan Atomic Energy Agency
2-4 Shirakata Shirane, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken 319-1195 Japan
Tel +81-29-282-6387, Fax +81-29-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

© Japan Atomic Energy Agency, 2011

JAEA-Research 2010-057

高レベル放射性廃棄物処分施設における坑道支保工に用いるセメント系材料の低減化技術に関する研究（共同研究）

日本原子力研究開発機構　地層処分研究開発部門　地層処分基盤研究開発ユニット

林　克彦※，野口　聡※，岸　裕和，小林　保之*1，中間　茂雄，藤田　朝雄，内藤　守正+
多田　浩幸*2，熊坂　博夫*2，郷家　光男*2，中谷　篤史*2，齋藤　亮*2，石井　卓*2

（2010 年 12 月 15 日受理）

高レベル放射性廃棄物の地層処分施設において支保工やグラウトに用いられるセメント系材料は，地下水に溶出し高アルカリ環境を生じさせる。このような高アルカリ環境は，緩衝材や埋め戻し材に使用されるベントナイトや周辺岩盤に変質を生じさせ，処分システムの長期的な性能の確保に不確実性を増大させる結果になることが懸念されている。

以上のような背景から，日本原子力研究開発機構と清水建設株式会社は，高レベル放射性廃棄物の地層処分施設において用いるセメント系材料の使用を極力低減する技術開発を目的にした共同研究を実施した。

日本原子力研究開発機構では，このような高アルカリ性の影響を抑制する観点から，低アルカリ性セメントの研究開発を進めてきており，支保工としての用途を中心に検討している。

一方，清水建設株式会社においては，セメント系支保材料の使用を極力抑えた坑道の新しい構築方法の開発に取り組み，セメント使用量を大幅に低減することができる支保構造の実現可能性を示している。

本研究では，まず，地層処分研究開発の第 2 次取りまとめにて検討した地質環境条件（軟岩，硬岩）および廃棄体の定置方式（竪置き，横置き）を対象に，支保工に用いられるセメント使用量を整理した。次に，処分システムの長期的な性能に配慮した材料として，岩石，ベントナイト等を主体とした支保構造である代替支保工を提案した。提案した代替支保工と裏込め材（坑壁とセグメントとの隙間を充填する材料）の強度および変形特性などの力学特性値を実験等により検討した。さらに，第 2 次取りまとめでの岩盤物性，地圧と上記にて検討した支保工物性値を用いて支保設計を行い，代替支保工の仕様（サイズ等）を決定した。また，掘削方法を選定した上で代替支保工の施工方法について予備的に検討した。

上記の検討結果より，従来の普通ポルトランドセメントを主体とする吹付けコンクリートに対して，セメント使用量を大幅に低減し，かつ低アルカリ性モルタルを利用することにより，セメント影響のさらなる低減化を図った代替支保工の技術的成立性を示すとともに，今後の検討すべき課題を取りまとめた。

本研究は，日本原子力研究開発機構と清水建設株式会社との共同研究に基づいて実施したものである。

核燃料サイクル工学研究所（駐在）：〒319-1194　茨城県那珂郡東海村村松 4-33
+ 研究開発推進室
※技術開発協力員
＊1 東京電力株式会社
＊2 清水建設株式会社

JAEA-Research 2010-057

A Study on the Technology for Reducing Cement-type Materials Used for Tunnel Supports at High-level Radioactive Waste Disposal Sites (Joint Research)

Katsuhiko HAYASHI※, Akira NOGUCHI※, Hirokazu KISHI, Yasushi KOBAYASHI*1,
Shigeo NAKAMA, Tomoo FUJITA, Morimasa NAITO+,
Hiroyuki TADA*2, Hiroo KUMASAKA*2, Mitsuo GOHKE*2,
Atsushi NAKAYA*2, Akira SAITO*2 and Takashi ISHII*2

Geological Isolation Research Unit
Geological Isolation Research and Development Directorate
Japan Atomic Energy Agency
Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken

(Received December 15, 2010)

Cement-type materials that are used for supports or grouting at high-level radioactive waste disposal facilities leach into the groundwater and create a highly alkaline environment. Of concern in highly alkaline environments are the alteration of bentonite used as buffers or backfill materials, and of surrounding rock mass, and the increased uncertainty regarding the provision of performance of the disposal system over a long period of time.

From such a background, The Japan Atomic Energy Agency and Shimizu Corporation carried out a Joint Research aimed for technology development to reduce the use of cement-type materials at high-level radioactive waste disposal facilities as much as possible.

The Japan Atomic Energy Agency has been conducting research and development of low alkalinity cement with a view to controlling the effects of high alkalinity, and focusing on its use as support materials.

In the meantime, Shimizu Corporation has been developing methods for constructing tunnels using the minimum quantities of cement-type support materials and suggesting the possibility of realization of support structures using greatly reduced quantities of cement.

In this study, the quantities of cement used for supports were first presented under the geological condition (soft or hard rock) by the method of waste disposal (vertical or horizontal) described in the secondary report on geological disposal of high-level radioactive waste. Then, alternative supports mainly composed of rock and bentonite were proposed to ensure long-term provision of the performance of the disposal system. The mechanical characteristic values concerning the strength and deformation properties of the alternative supports and backfill materials (for filling the gap between the tunnel wall and the segmental ring) were examined. The supports were designed based on the physical properties of rock mass and earth pressure described in the secondary report, and on the physical property values of the

---

This work has been performed in JAEA as a joint research with Shimizu Corporation.
+ Research and Development Co-ordination and Promotion Office
※Collaborating Engineer,
＊1The Tokyo Electric Power Company, Incorporated,
＊2 Shimizu Corporation

alternative supports; and the specifications (dimensions, etc.) for the alternative supports were determined. The excavation method was selected and a preliminary study was made of methods for constructing the alternative support work.

Technical formation of the alternative supports planned for further reduction in cement influence was indicated from a study result above-mentioned, and the problem future should consider was derived.

Keywords : Low Alkalinity Cement, Alternative Supports

This is a blank page.

目　次

1. はじめに 1

2. セメント量を低減化する代替支保工の検討 2

2.1 はじめに 2
2.2 坑道支保工に使用するセメント量の現状評価 2
2.3 代替支保概念の提案 10
2.4 代替支保工部材の物性値の検討 12
2.5 代替支保構造を用いた支保設計 70
2.6 掘削方法を考慮した代替支保工の施工方法の予備的検討 79

3. まとめ 83

3.1 坑道支保工に使用するセメント量の現状評価 83
3.2 軟岩系岩盤における代替支保工案 83
3.3 岩石・モルタル複合材料の強度・変形特性の検討 83
3.4 岩石利用セグメント支保工の裏込め充填の検討 83
3.5 砕石の円板載荷による変形試験 84
3.6 岩石利用セグメント支保工の曲げ特性把握のための試験 84
3.7 岩石利用セグメント支保工の支保仕様設定 84
3.8 裏込め材の物性を考慮した安定解析 84
3.9 掘削方法を考慮した代替支保工の施工方法の予備検討 84

4. おわりに 85

参考文献 87

付録 88

CONTENTS

1. Introduction ····· 1

2. Study of alternative support work with reduced quantities of cement ····· 2
2.1 Introduction ····· 2
2.2 Assessment of present quantities of cement used for tunnel support work ····· 2
2.3 Proposal of an idea of alternative support work ····· 10
2.4 Study of physical property values of members of alternative support work ····· 12
2.5 Design of alternative support work ····· 70
2.6 Preliminary study of methods for constructing alternative support work by excavation ····· 79

3. Conclusions ····· 83
3.1 Assessment of present quantities of cement used for tunnel support work ····· 83
3.2 Alternative support work in soft rock mass ····· 83
3.3 Study of strength and ductility of rock-mortar composite material ····· 83
3.4 Study of backfilling of segmental ring support work using rocks ····· 83
3.5 Testing of deformation of crushed stone in plate bearing test ····· 84
3.6 Study of bending characteristics of segmental ring support work using ····· 84
3.7 Setting of support specifications for segmental ring support work using stones ·84
3.8 Stability analysis considering the physical properties of backfill materials ····· 84
3.9 Preliminary study of methods for constructing alternative support work by excavation ····· 84

4. Concluding remarks ····· 85

Reference ····· 87

Appendix ····· 88

表　目　次

表 2-1　使用箇所，使用形態別のコンクリート使用量
（a）硬岩系岩盤，竪置き方式 ……4
（b）硬岩系岩盤，横置き方式 ……4
（c）軟岩系岩盤，竪置き方式 ……4
（d）軟岩系岩盤，横置き方式 ……4
表 2-2　原位置試験吹付け配合表 ……9
表 2-3　セメント使用量の比較 ……9
表 2-4　モルタルの配合ケース ……12
表 2-5　セメントと砂の基礎特性表 ……13
表 2-6　SN ドライモルタルの配合表 ……13
表 2-7　試験項目 ……15
表 2-8　モルタルの一軸圧縮試験結果 ……17
表 2-9　花崗岩ブロックの物理試験結果 ……18
表 2-10　花崗岩ブロックの一軸圧縮試験結果 ……18
表 2-11　複合材料の一軸圧縮試験結果 ……19
表 2-12　試験結果と理論値の比較 ……23
表 2-13　7 号砕石の基礎特性試験結果 ……26
表 2-14　砕石の充填実験ケース ……29
表 2-15　充填密度測定結果（ケース 4） ……39
表 2-16　砕石の円板載荷による変形試験解析ケース ……43
表 2-17　混合 5 号砕石の骨材試験成績表 ……47
表 2-18　混合 5 号砕石を用いた試験ケース ……47
表 2-19　載荷方向と材齢 ……55
表 2-20　軟岩系岩盤およびセグメントの物性値 ……71
表 2-21　各支保工のセメント使用量の比較 ……72
表 2-22　岩石利用セグメントの解析に用いた地山物性値 ……74
表 2-23　解析に用いたセグメントと裏込め砕石の物性値 ……74
表 2-24　水平坑道の代表的な掘削工法の比較表 ……80

図　目　次

図 2-1　第 2 次取りまとめの坑道支保パターン
（a）アクセス坑道における標準断面 ……3
（b）主要坑道・連絡坑道における標準断面 ……3
（c）処分坑道における標準断面 ……3
図 2-2　第 2 次取りまとめの処分場レイアウト図（硬岩系岩盤，横置き方式）
（a）処分パネル詳細図 ……5
（b）処分場レイアウト図 ……5
図 2-3　第 2 次取りまとめの処分場レイアウト図（硬岩系岩盤，竪置き方式）
（a）処分パネル詳細図 ……6
（b）処分場レイアウト図 ……6
図 2-4　第 2 次取りまとめの処分場レイアウト図（軟岩系岩盤，横置き方式）
（a）処分パネル詳細図 ……7
（b）処分場レイアウト図 ……7
図 2-5　第 2 次取りまとめの処分場レイアウト図（軟岩系岩盤，竪置き方式）
（a）処分パネル詳細図 ……8
（b）処分場レイアウト図 ……8
図 2-6　岩石利用セグメントの概要図
（a）全体図 ……11，70
（b）セグメント部 ……11，70
図 2-7　セグメントと坑道の空隙 ……11
図 2-8　岩石･モルタル複合材料の概要図 ……12
図 2-9　試験体作製方法 ……14
図 2-10　ひずみ測定の概要図 ……15
図 2-11　弾性係数算出方法 ……16
図 2-12　複合材料とモルタルの一軸圧縮強度の関係 ……20
図 2-13　複合材料とモルタルの弾性係数の関係 ……20
図 2-14　一軸圧縮強度の強度比とモルタルの厚さ比の関係 ……21
図 2-15　pH の変化 ……21
図 2-16　試験結果と理論値比較 ……24
図 2-17　7 号砕石の粒度加積曲線 ……26
図 2-18　処分坑道断面（軟岩竪置き方式） ……27
図 2-19　実験装置の寸法
（a）断面図 ……27
（b）A-A 断面図 ……27
図 2-20　模擬坑道の概要図 ……28
図 2-21　模擬セグメントの概要図 ……28
図 2-22　実験装置の概要図 ……28
図 2-23　重量測定の分割区分 ……29
図 2-24　砕石充填方法
（a）ケース 1 ……29

（b）ケース 2 ……29
図 2-25　充填口と有孔板の配置
（a）ケース 3 ……29
（b）ケース 4 ……29
図 2-26　前方妻板の注入孔の改良 ……36
図 2-27　載荷状況の概要図（φ150 載荷板） ……42
図 2-28　載荷パターンと速度の設定 ……43
図 2-29　ケース－1(h200-φ300 の場合) ……45
図 2-30　ケース－2(h200-φ150 の場合) ……45
図 2-31　ケース－3(h100-φ300 の場合) ……45
図 2-32　ケース－4(h100-φ150 の場合) ……46
図 2-33　厚さの違いによる結果の比較（φ300 の場合） ……46
図 2-34　充填時の嵩密度と弾性係数の関係 ……46
図 2-35　ケース-11（5 号砕石 100%の場合） ……48
図 2-36　ケース-12（5 号砕石 70%の場合） ……48
図 2-37　ケース-13（5 号砕石 50%の場合） ……48
図 2-38　ケース-14（5 号砕石 30%の場合） ……48
図 2-39　解析に用いた円板載荷試験の軸対称モデル
（a）載荷板径：300mm，砕石厚さ 200mm ……49
（b）載荷板径：150mm，砕石厚さ 200mm ……49
図 2-40　解析における載荷応力と載荷板変位 ……50
（a）載荷板径：300mm，砕石厚さ 200mm ……50
（b）載荷板径：150mm，砕石厚さ 200mm ……50
図 2-41　試験の載荷応力と載荷板変位 ……51
図 2-42　解析による載荷応力と載荷板変位 ……51
図 2-43　曲げ試験体概要図 ……51
図 2-44　正曲げの試験概要図 ……53
図 2-45　負曲げの試験概要図 ……54
図 2-46　断面力算定のモデル図 ……55
図 2-47　自重により生じる曲げモーメント図 ……56
図 2-48　荷重－鉛直変位の関係（A-1：正曲げ） ……58
図 2-49　荷重－鉛直変位の関係（B-1：正曲げ） ……58
図 2-50　荷重－鉛直変位の関係（B-3：正曲げ） ……59
図 2-51　荷重－鉛直変位の関係（正曲げ，補正後） ……59
図 2-52　荷重－鉛直変位の関係（A-2：負曲げ） ……64
図 2-53　荷重－鉛直変位の関係（A-3：負曲げ） ……65
図 2-54　荷重－鉛直変位の関係（B-2：負曲げ） ……65
図 2-55　荷重－鉛直変位の関係（負曲げ，補正後） ……66
図 2-56　岩石利用セグメントの断面仕様
（a）全体図 ……71
（b）A セグメント図 ……71
図 2-57　解析モデル図 ……71
図 2-58　解析結果 ……72

図 2-59　軟岩系岩盤竪置きの処分坑道断面
（ａ）現在検討されている支保工 ……72
（ｂ）岩石利用セグメント ……72
図 2-60　解析に用いた要素分割（全体）図 ……75
図 2-61　トンネル近傍の要素分割図 ……75
図 2-62　外部荷重条件（初期地圧） ……76
図 2-63　内部境界条件（トンネル掘削境界：荷重境界） ……76
図 2-64　トンネル近傍の変位ベクトル図 ……77
図 2-65　トンネル近傍の主応力分布図
（ａ）最大主応力コンタ図 ……77
（ｂ）最小主応力コンタ図 ……77
図 2-66　数値解析から得られる地山特性曲線と支保特性曲線 ……78
図 2-67　自由断面掘削機（ブーム式）の例 ……81
図 2-68　セグメント厚さ（高さ）の実績 ……81
図 2-69　セグメント幅の実績 ……82

写　真　目　次

写真 2-1　花崗岩ブロック ……13
写真 2-2　供試体作製状況 ……15
写真 2-3　締め固めに使用した卓上バイブレーター ……15
写真 2-4　岩石･モルタル複合材料の一軸圧縮試験の状況 ……15
写真 2-5　7 号砕石 ……25
写真 2-6　型枠組立状況 ……30
写真 2-7　型枠組み上がり状況 ……30
写真 2-8　コンクリート打設状況 ……30
写真 2-9　コンクリート架台仕上がり状況 ……30
写真 2-10　外周型枠固定用アンカー ……30
写真 2-11　注入口のゴム板 ……30
写真 2-12　実験装置の外観（正面） ……31
写真 2-13　外周型枠，内周型枠 ……31
写真 2-14　内周型枠（底部） ……31
写真 2-15　充填装置 ……32
写真 2-16　コンプレッサーと発電機 ……32
写真 2-17　水平吹き込みによる砕石充填状況 ……32
写真 2-18　水平吹き込みのノズルの設置状況 ……32
写真 2-19　内周型枠底部の砕石の充填状況 ……33
写真 2-20　後方から見た天端部充填状況 ……33
写真 2-21　右側から見た天端部充填状況 ……33
写真 2-22　左側から見た天端部充填状況 ……33
写真 2-23　天端部左後方の充填状況 ……34
写真 2-24　天端部右後方の充填状況 ……34
写真 2-25　底部の砕石の充填状況 ……34
写真 2-26　底部右側の砕石の充填状況 ……34
写真 2-27　垂直吹き込みによる充填状況 ……35
写真 2-28　垂直吹き込みのノズルの設置状況 ……35
写真 2-29　ノズル先端を左側に傾けた状況 ……35
写真 2-30　天端部外周型枠の取り外し状況 ……35
写真 2-31　右側から見た天端部充填状況 ……36
写真 2-32　後方から見た天端部充填状況 ……36
写真 2-33　天端部右側の充填状況 ……36
写真 2-34　底部左側の砕石の充填状況 ……36
写真 2-35　ノズル改良状況 ……37
写真 2-36　左肩部の充填状況 ……37
写真 2-37　右肩部の充填状況 ……37
写真 2-38　天端部の充填状況 ……37
写真 2-39　後方から見た天端部充填状況 ……38
写真 2-40　左側から見た天端部充填状況 ……38
写真 2-41　右側から見た天端部充填状況 ……38

写真 2-42　実験装置（前面）の外観 ……39
写真 2-43　改良ノズル ……39
写真 2-44　天端部の吹き込み状況 ……39
写真 2-45　後方から見た天端部充填状況 ……40
写真 2-46　右側から見た天端部充填状況 ……40
写真 2-47　左側から見た天端部充填状況 ……40
写真 2-48　7 号砕石の三軸圧縮試験後の供試体の状況 ……41
写真 2-49　容器と載荷板
（ａ）容器 ……41
（ｂ）φ150 載荷板 ……41
（ｃ）φ300 載荷板 ……41
写真 2-50　円筒鋼管と砕石およびφ150 載荷板の設置状況 ……44
写真 2-51　載荷終了時点の状況（φ150） ……44
写真 2-52　混合 5 号砕石 ……47
写真 2-53　供試体の作成状況 ……52
写真 2-54　打設完了直後の状況 ……52
写真 2-55　正曲げ載荷時の状況 ……53
写真 2-56　負曲げ載荷時の状況 ……54
写真 2-57　正曲げ試験終了後の供試体（A-1） ……60
写真 2-58　正曲げ試験終了後の供試体（B-1） ……60
写真 2-59　正曲げ試験終了後の供試体（B-3） ……61
写真 2-60　複合材料の正曲げ破壊状況（A-1） ……61
写真 2-61　複合材料の正曲げ破壊状況（B-1） ……62
写真 2-62　複合材料の正曲げ破壊状況（B-3） ……62
写真 2-63　複合材料の正曲げ破壊状況（B-1） ……63
写真 2-64　複合材料の正曲げ破壊状況（B-1） ……63
写真 2-65　複合材料の正曲げ破壊状況（B-1） ……63
写真 2-66　負曲げ試験終了後の供試体（A-2） ……66
写真 2-67　負曲げ試験終了後の供試体（A-3） ……67
写真 2-68　負曲げ試験終了後の供試体（B-2） ……67
写真 2-69　複合材料の負曲げ破壊状況（A-2） ……68
写真 2-70　複合材料の負曲げ破壊状況（A-3） ……68
写真 2-71　複合材料の負曲げ破壊状況（B-3） ……68

１．はじめに

高レベル放射性廃棄物（以下，HLW）の地層処分施設において支保工やグラウトに用いられるセメント系材料は,地下水に溶出し高アルカリ環境を生じさせる。このような高アルカリ環境は,緩衝材や埋め戻し材に使用されるベントナイトや周辺岩盤に変質を生じさせ，処分システムの長期的な性能の確保に不確実性を増大させる結果になることが懸念されている。

日本原子力研究開発機構（以下，JAEA）では，このような高アルカリ性の影響を抑制する観点から， 低アルカリ性セメント（以下，HFSC）の研究開発を進めてきており，支保工としての用途を中心に検討している。

一方，清水建設株式会社（以下，清水建設）においては，セメント系支保材料の使用を極力抑えた坑道の新しい構築方法の開発に取り組み，セメント使用量を大幅に低減することができる支保構造の実現可能性を示している。

本研究は，セメント系材料の高アルカリ影響に対するセメント量の低減化の観点から，処分システムの長期的な性能に配慮した材料を主体とする支保構造（以下，代替支保工）の技術的成立性について，JAEA および清水建設の双方が所有する知見を最大限に活用し，検討・評価するものである。それに基づき，将来の HLW 処分施設への適用に向けた実現可能性について検討・評価するものである。

２．セメント量を低減化する代替支保工の検討

２．１　はじめに

本章では，セメント系材料の高アルカリ影響に対するセメント量の低減化の観点から，処分システムの長期的な性能に配慮した材料を主体とする代替支保工の技術的成立性について検討した。

まず，地層処分研究開発の第 2 次取りまとめ [1] にて検討した地質環境条件（軟岩，硬岩）および廃棄体の定置方式（竪置き，横置き）を対象に，支保工に用いられるセメント使用量を整理した。その結果を基に，処分システムの長期的な性能に配慮した材料として，岩石等を主体とした支保構造である代替支保工を掘削方法と合わせて提案した。提案した代替支保工に必要となる強度および変形特性などの力学特性値についての検討を行い，第 2 次取りまとめ [1] での岩盤物性，地圧に対する代替支保工の試設計を行った。

２．２　坑道支保工に使用するセメント量の現状評価

第 2 次取りまとめ [1] にて検討した地質環境条件（軟岩，硬岩）および廃棄体の定置方式（竪置き，横置き）を対象に，支保工に用いられるセメント使用量を整理する。セメント使用量の算出に際しては, コンクリートの設計基準強度（40MPa）を満足する配合を既往の実績等から設定し，これを基に算出する。また，JAEA にて開発している HFSC を採用することによるセメント量の低減効果を定量的に評価する。

２．２．１　第２次取りまとめに基づくコンクリート使用量の算定

第 2 次取りまとめ [1] において想定された支保および覆工仕様を図 2-1 に示す。これらに，地下深部の掘削工事において，一般的に使用されている支保および補助工法を考慮し，地下処分施設全体におけるセメントの使用形態と使用箇所を抽出した。抽出した使用形態と使用箇所はつぎのようである。

使用形態

[支保部材]

- 吹付けコンクリート
- 覆工コンクリート
- コンクリートセグメント
- インバートコンクリート

[注入材料]

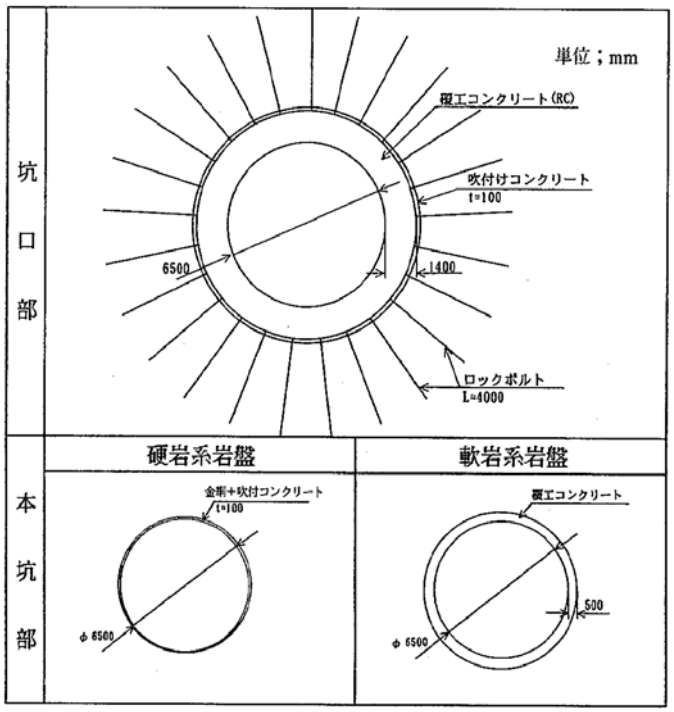
- ロックボルト注入材
- セグメント裏込め注入材
- グラウチング材料（止水グラウト，コンタクトグラウト，緩み領域（以下，EDZ）改良）

[その他構造物]

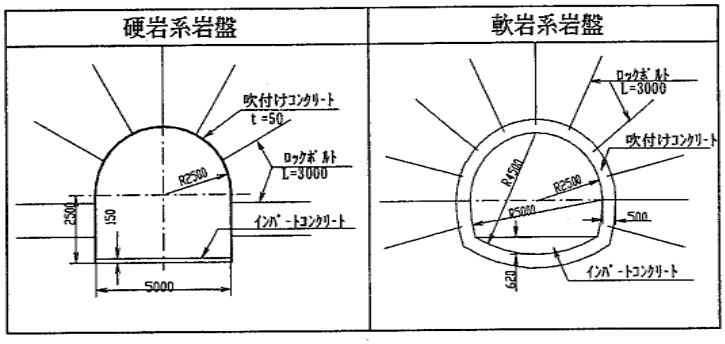
- コンクリートプラグ
- 坑底設備（床，壁，排水設備等）

使用箇所

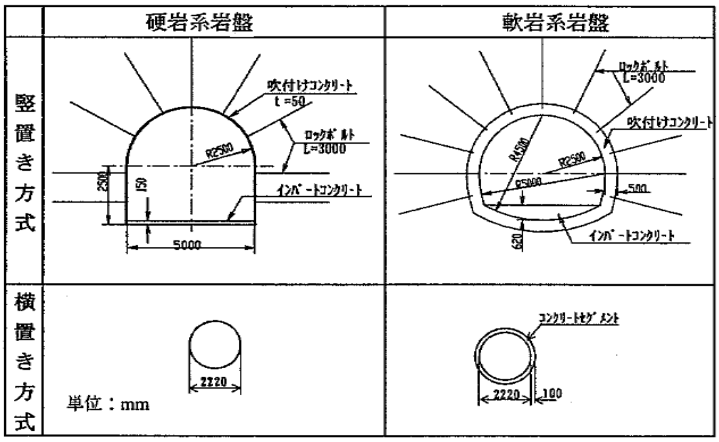
- 立坑，主要坑道，連絡坑道，処分坑道，処分孔（竪置きの場合），止水プラグ



(a) アクセス坑道における標準断面



単位：mm　(b) 主要坑道・連絡坑道における標準断面



(c) 処分坑道における標準断面

図 2-1　第 2 次取りまとめの坑道支保パターン [1)]

セメント使用量は「地層処分場の建設技術に関する検討（研究報告）」（棚井他，1999）[2]，「地層処分場における地下施設の埋め戻し（研究報告）」（杉田他，1999）[3]に示された数値に基づいて算定した。算定した結果を**表 2-1** に示す。ここで，数値算出の基となったレイアウトは，第 2 次取りまとめ [1] に示された**図 2-2**～**図 2-5** に示す岩種，定置方式別の具体的なパネル配置案である。なお，セグメント裏込注入材，グラウチング材料，坑底設備については具体的な数値が示されていないため今回の算出から除外した。

表 2-1　使用箇所，使用形態別のコンクリート使用量

(a) 硬岩系岩盤，竪置き方式

	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	ｺﾝｸﾘｰﾄｾｸﾞﾒﾝﾄ (m^3)	ｲﾝﾊﾞｰﾄｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	RB 定着材 (m^3)	プラグ (m^3)	ｺﾝｸﾘｰﾄ必要量 (m^3)
立坑（1055m*7 本）	15,330	12,418	－	－	57	3,976	31,781
連絡坑道	33,848	－	－	39,502	1,682	－	75,032
主要坑道	14,205	－	－	16,578	824	－	31,607
処分坑道	120,154	－	－	140,225	5,580	9,396	275,355

(b) 硬岩系岩盤，横置き方式

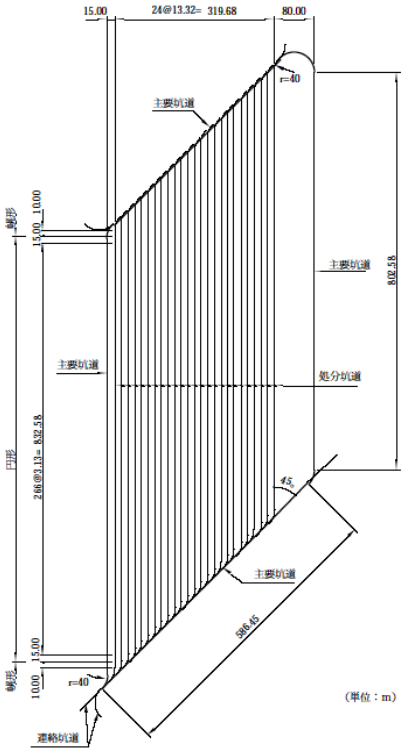
	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	ｺﾝｸﾘｰﾄｾｸﾞﾒﾝﾄ (m^3)	ｲﾝﾊﾞｰﾄｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	RB 定着材 (m^3)	プラグ (m^3)	ｺﾝｸﾘｰﾄ必要量 (m^3)
立坑（1055m*7 本）	15,330	12,418	－	－	57	3,976	31,781
連絡坑道	30,604	－	－	35,716	1,526	－	67,846
主要坑道	11,309	－	－	13,199	663	－	25,171
処分坑道（すりつけ部）	5,244	－	－	6,120	384	8,700	20,448
処分坑道（本坑道）	－	－	－	－	－	－	0

(c) 軟岩系岩盤，竪置き方式

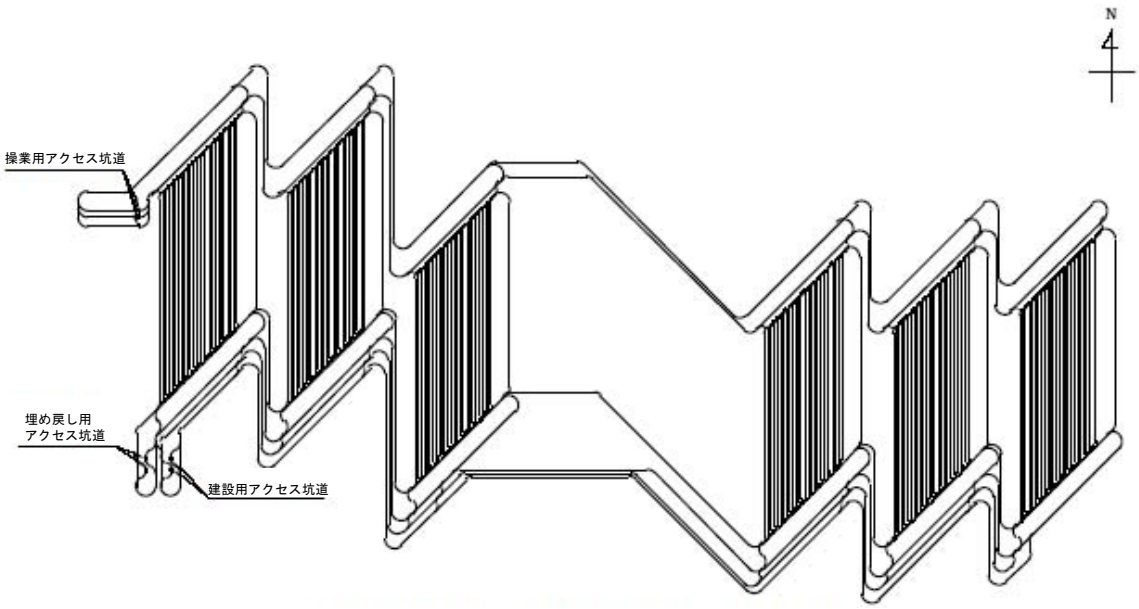
	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	ｺﾝｸﾘｰﾄｾｸﾞﾒﾝﾄ (m^3)	ｲﾝﾊﾞｰﾄｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	RB 定着材 (m^3)	プラグ (m^3)	ｺﾝｸﾘｰﾄ必要量 (m^3)
立坑（536m*7 本）	982	49,826	－	－	124	3,976	54,908
連絡坑道	376,411	－	－	96,871	1,863	－	475,145
主要坑道	186,949	－	－	48,5112	1,255	－	236,316
処分坑道	2,289,594	－	－	561,180	10,285	17,400	2,878,459

(d) 軟岩系岩盤，横置き方式

	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	ｺﾝｸﾘｰﾄｾｸﾞﾒﾝﾄ (m^3)	ｲﾝﾊﾞｰﾄｺﾝｸﾘｰﾄ (m^3)	RB 定着材 (m^3)	プラグ (m^3)	ｺﾝｸﾘｰﾄ必要量 (m^3)
立坑（536m*7 本）	982	49,826	－	－	124	3,976	54,908
連絡坑道	250,116	－	－	35,716	1,526	－	287,358
主要坑道	134,917	－	－	13,199	663	－	148,779
処分坑道（すりつけ部）	87,687	－	－	6,120	384	12,180	106,371
処分坑道（本坑道）	－	－	127,514	－	－	－	127,514

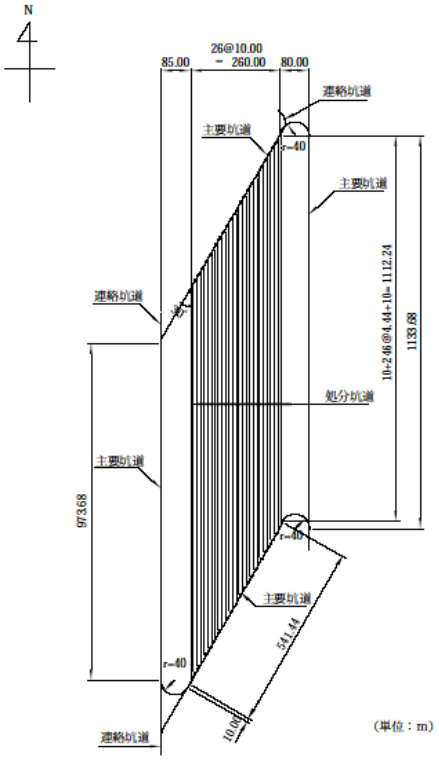


(a) 処分パネル詳細図

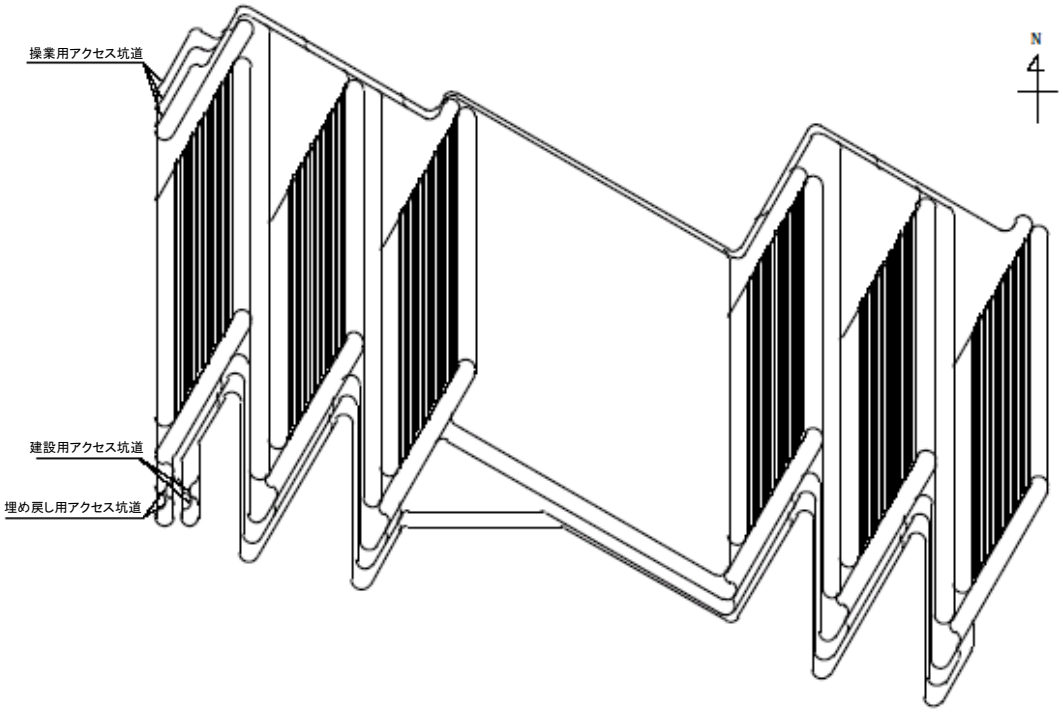


(b) 処分場レイアウト図

図 2-2　第 2 次取りまとめの処分場レイアウト図（硬岩系岩盤，横置き方式）[1)]

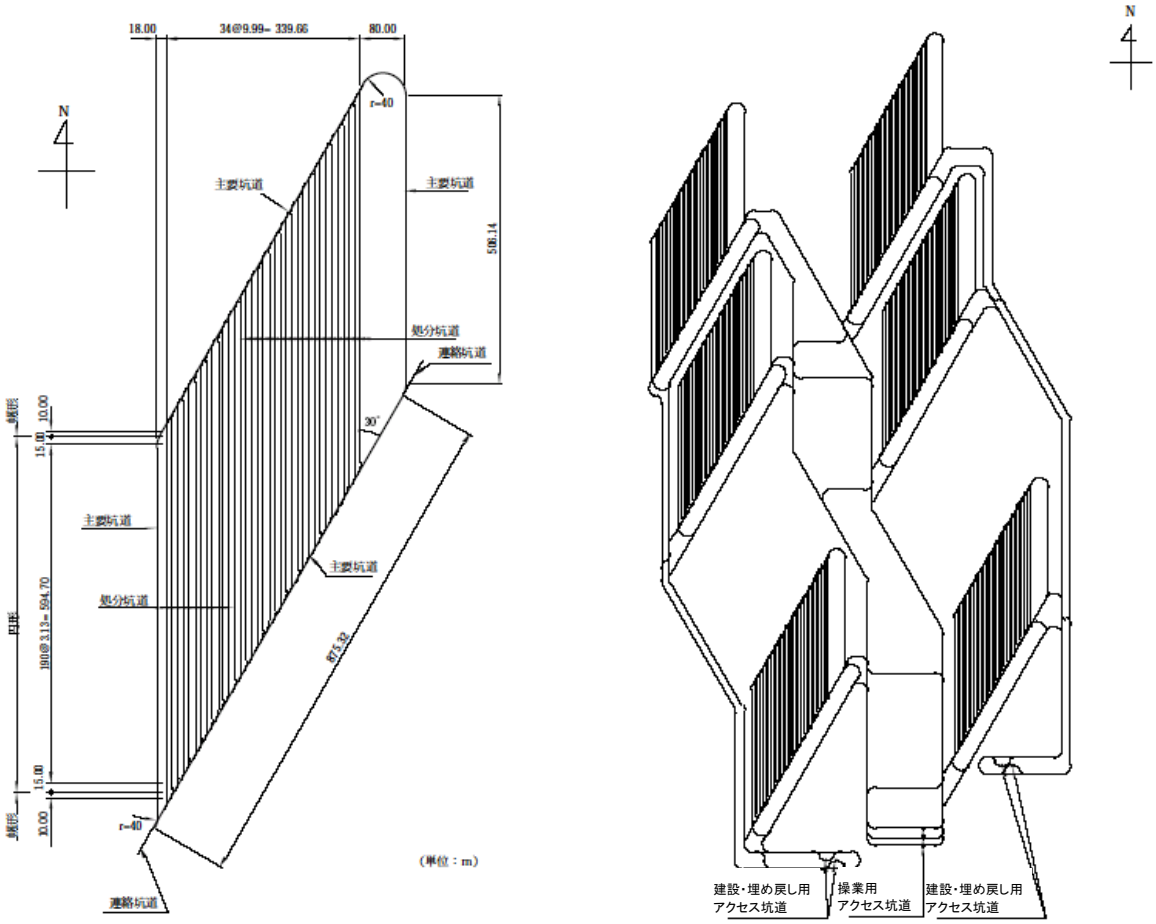


(a) 処分パネル詳細図



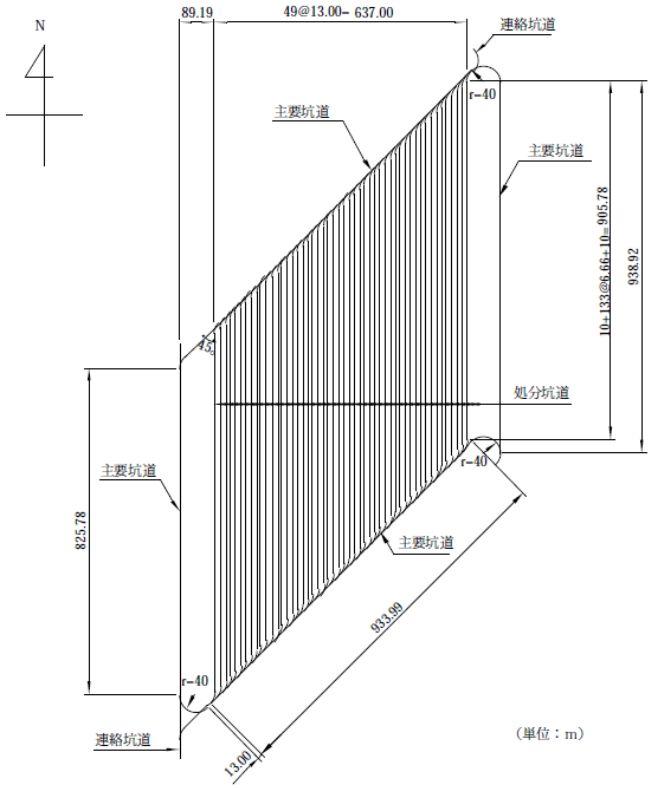
(b) 処分場レイアウト図

図 2-3　第 2 次取りまとめの処分場レイアウト図（硬岩系岩盤，竪置き方式）[1)]

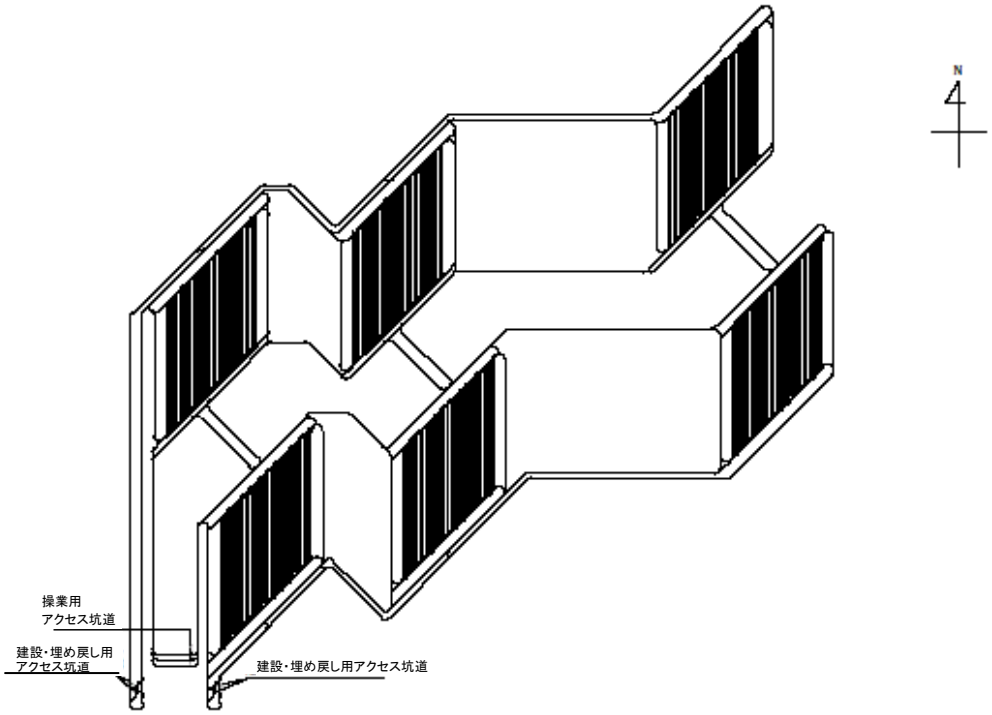


(a) 処分パネル詳細図　　(b) 処分場レイアウト図

図 2-4　第 2 次取りまとめの処分場レイアウト図（軟岩系岩盤，横置き方式）[1)]



(a) 処分パネル詳細図



(b) 処分場レイアウト図

図 2-5　第 2 次取りまとめの処分場レイアウト図（軟岩系岩盤，竪置き方式）[1)]

２．２．２　第 2 次取りまとめに基づくセメント使用量の評価

コンクリートの設計基準強度（40MPa）を満足する配合および JAEA にて開発している HFSC の配合は既往の実績等から設定する。ここでは，**表 2-2** に示す幌延深地層研究計画地下施設工事（第 I 期 2 次）の吹付けコンクリートの原位置試験施工における配合[4]を参考にした。なお，本工事における OPC-1 の設計基準強度は 36MPa であるが，坑内での圧縮試験結果は 40MPa の強度を発揮しているので，第 2 次取りまとめで設定している普通ポルトランドセメント（以下，OPC）を主体としたコンクリートと同等の性能を有していると判断し参考とした。

表 2-2　原位置試験吹付け配合表

配合番号	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m³)							
			水 W	結合材			細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad	繊維補強材 Fi
				ｾﾒﾝﾄ C	ｼﾘｶﾋｭｰﾑ SF	ﾌﾗｲｱｯｼｭ FA				
OPC-1	43.3	56.9	173	400	－	－	1,068	806	2.00	－
HFSC-1	30.0	59.7	150	200	100	200	974	655	3.25	－

軟岩系岩盤の竪置き方式の処分坑道の吹付けコンクリートを対象に，前述の 2.2.1 項で求めたコンクリート使用量を用いて，OPC を主体としたコンクリートの場合と HFSC の場合のセメント使用量を算出した。**表 2-2** より，OPC を主体としたコンクリートの場合の単位セメント量を OPC-1 の 400kg/m³，HFSC の場合の単位セメント量を HFSC-1 の 200 kg/m³ としてセメント使用量に換算した。**表 2-3** にセメント使用量の比較を示す。**表 2-3** より，OPC を主体としたコンクリートの場合のセメント使用量に対して，HFSC の場合のセメント使用量は 1/2（50%）となっている。

表 2-3　セメント使用量の比較

配合番号	ｺﾝｸﾘｰﾄ使用量(m³)	ｾﾒﾝﾄ使用量(ton)
OPC-1	2,289,594	915,838
HFSC-1		457,919

２．３　代替支保概念の提案

本節では，HLW の地層処分施設のセメント使用部位に対して，セメントの使用を極力抑えた代替技術を考案・整理した（付録 I 参照）。これらの代替技術は，硬岩系岩盤と軟岩系岩盤を対象とした場合にそれぞれ分類される。

【硬岩系の代替支保技術】
■坑道支保
・ 鋼製支保工

【軟岩系の代替支保技術】
■坑道支保
・ 鋼製支保工（三心円重量支保工）
・ 岩石利用セグメント支保工
・ 鉄ベントナイトセグメント
・ 高耐力鋼管支保工

【その他】
■坑道支保
・ 覆工撤去方法
・ 鋼管を用いた立坑構築方法

■プラグ
・ 力学プラグ（ボルト定着，アーチ形状）
・ 遮水プラグ

■グラウト
・ ベントナイト系グラウト

以下では，処分システムの長期的な性能に配慮した材料として，岩石，ベントナイト等を主体とした支保構造である岩石利用セグメント支保工について概要と特徴を示す。

２．３．１　軟岩系岩盤における代替支保工案

岩石利用セグメントは，**図 2-6** に示すように鋼製枠と花崗岩等の岩石ブロックを組み合わせた複合セグメントであり，以下のような特徴を有している。

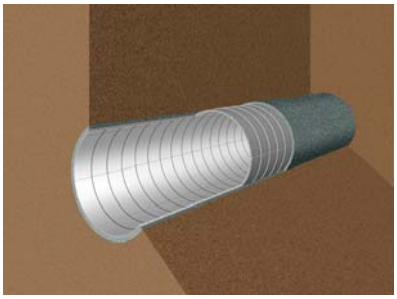
① 岩石ブロックを利用することによりセメント使用量を低減することが可能である。
② 高剛性のセグメントであることから設置直後から大きな支保効果が期待でき，軟岩系岩盤における大深度の坑道建設に有効である。
③ セグメントの厚さを薄くすることが可能なため掘削量の低減および施工速度の向上が期待できる。
④ 一般に流通している安価な岩石材料を使用することによりコスト増の縮減が期待できる。

岩石利用セグメント支保工を用いて坑道を構築する場合，**図 2-7** に示すように坑道の内面とセ

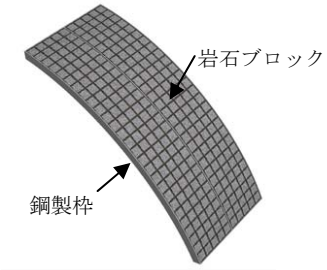
グメントとの間に空隙が生じ，この空隙に対して裏込め材の充填が必要となる。この裏込め材として，セメント系材料を極力使用しないために砕石を用いて裏込め充填する方法を提案した。

本方法では，処分坑道の閉鎖時に砕石のすき間にベントナイト系材料を注入することによって長期にわたって支保構造に遮水性を発揮することを期待する。

具体的には，処分坑道の建設時および廃棄体の埋設時には裏込めは砕石だけとし，閉鎖時に砕石間のすき間をベントナイト系材料で注入することにより，透水性の小さな裏込め材料を構築する。ベントナイト系材料については，ベントナイトと水を混練して作られる水・ベントナイトスラリーや水・ベントナイトスラリーよりもスラリー内のベントナイト含有量を高めることができるエタノール・ベントナイトスラリー，塩水・ベントナイトスラリーなどを用いることを考えている。今後周辺岩盤への化学影響の程度など考慮して検討して行く。



(a) 全体図



(b) セグメント部

図 2-6　岩石利用セグメントの概要図

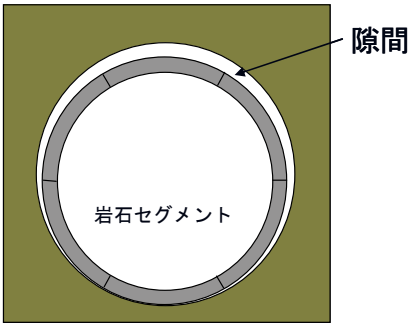


図 2.7　セグメントと坑道の空隙

２．４　代替支保工部材の物性値の検討

２．４．１　岩石・モルタル複合材料の強度・変形特性の検討

（１）目的

岩石利用セグメントは，鋼製枠にレンガ状の岩石ブロックを配置して岩石ブロック間に形成される隙間にモルタルを充填することでセグメントとして一体化を図る構造である。この構造について，モルタルを介在した岩石ブロックが 2.5.1 項で述べる部材仕様の解析検討で得られる所要の強度(21.5N/mm²)と当初の解析で設定した弾性係数（10kN/mm²）を有していることを明らかにする必要がある。

そこで，本試験では，モルタルを介在させた岩石の一軸圧縮試験を行い，岩石とモルタルの複合材料としての強度･変形，pH の各特性について調べた。

（２）試験概要

本試験では，**図 2-8** に示すような岩石ブロック間の連結部を対象として，モルタルを挟んだ円柱試験体（直径 80mm，高さ 160mm）を作製し，一軸圧縮試験を行った。

試験ケースはモルタルの種類，セメントと砂の配合比を条件として設定した。試験ケースを**表 2-4** に示す。ケース 1～ケース 3 は OPC と砂から作られる普通モルタルで，セメントと砂の配合比をケース 1 が 1：4，ケース 2 が 1：3，ケース 3 が 1：1 としたケースである。ケース 4 とケース 5 は HFSC を用いたモルタルのケースで，OPC の量を減らし，その分投入するシリカフューム（SF）とフライアッシュ（FA）によるポゾラン反応によってセメント水和物の低アルカリ性化を指向したものである。ケース 4 は減水剤を結合材に対して 2%，ケース 5 は 0.8%（OPC に対して 2%）としたケースである。普通モルタルの配合については JIS R 5201「セメントの物理試験」の強さ試験で使用されているモルタルの配合を参考にして設定した。なお，セメントと砂の配合比は容積比で表した。また，普通モルタルの配合計算については付録Ⅱを参照されたい。低アルカリ性モルタルの配合は既往の研究[5)]を参考にして設定した。なお，市販のプレミックスモルタルを使用したのは，ロックボルトの充填材として使用実績があり砕石充填材として期待できたからである。このプレミックスモルタルの良好な試験結果を基にケースを選定した。

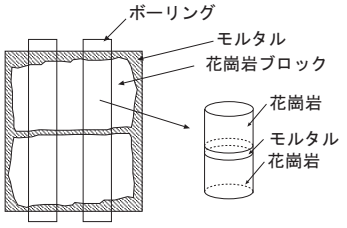


図 2-8　岩石･モルタル複合材料の概要図

表 2-4　モルタルの配合ケース

ケースNo	モルタル配合ケース	W/B (%)	単位量(kg/m³)					
			水 W	結合材:B			砂 S	減水剤
				OPC	SF	FA		
ケース1	普通モルタル	65%	240	369	0	0	1685	3.69
ケース2		57%	260	455	0	0	1561	4.55
ケース3	プレミックス ドライモルタル	40%	349	931	0	0	931	—
ケース4	低アルカリ モルタル	45%	400	356	178	356	638	17.78
ケース5		45%	400	356	178	356	638	7.11

pH については，粉砕したモルタルを純水に浸漬し浸漬液からガラス電極法にて測定した。なお，岩石ブロックおよびモルタルについても，単体の円柱試験体を作製し，一軸圧縮試験を行った。

試験に使用した材料を以下に示す。

写真 2-1　花崗岩ブロック

岩石：花崗岩ブロック
OPC：普通ポルトランドセメント
（太平洋セメント社製）
プレミックスドライモルタル：SN ドライモルタル
（ケー･エフ･シー社製）
SF：シリカフューム（エルケム社製マイクロシリカ（971-U））
FA：フライアッシュ（JIS4 種）
砂：君津産山砂
減水剤（普通モルタルの場合）：マイティ 3000s（花王製），
減水剤（低アルカリモルタルの場合）：高性能 AE 減水剤（フローリック製）

岩石ブロックは**写真 2-1** に示す市販の花崗岩ブロックを使用した。**表 2-5** にセメントと砂の基礎特性を示す。セメントと砂の配合比が 1：1 のケース 3 については，トンネルで使用実績のある市販のプレミックスドライモルタル（ケー･エフ･シー社製）を利用した。**表 2-6** にプレミックスドライモルタルの配合表を示す。

試験体の作製方法を**図 2-9** に示す。

表 2-5 セメントと砂の基礎特性表

セメントの密度 (g/cm³)	セメントの単位容積質量 (kg/m³)	細骨材の密度 (g/cm³)	細骨材の単位容積質量 (kg/m³)
3.16	1500	2.62	1714

表 2-6　SN ドライモルタルの配合表

	重量 kg	比重 g/cm³	容量 L
普通セメント	9.36	3.16	2.96
特殊添加材	0.64	2.20	0.29
細砂	10.0	2.67	3.74
合計	20.0		6.99

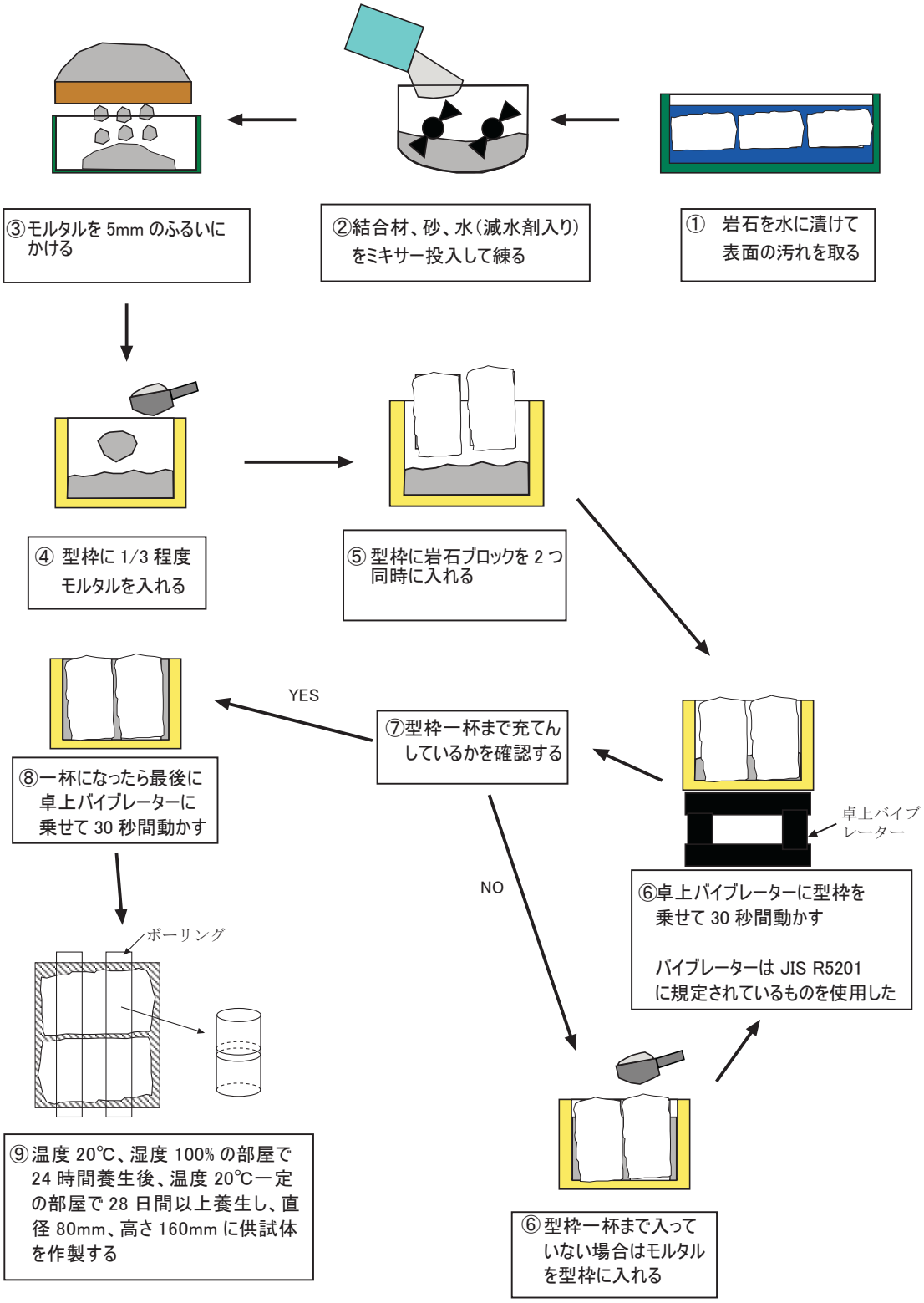


図 2-9　試験体作製方法

養生後に**図 2-9** に示す方法で，ボーリングを行い，直径 80mm，高さ 160mm の試験体を作製した。**写真 2-2** に供試体作製状況を，**写真 2-3** にモルタルの締め固めに使用した卓上バイブレーターを示す。

写真 2-2　供試体作製状況

写真 2-3 締め固めに使用した卓上バイブレーター

試験項目を**表 2-7** に示す。これらの試験により，花崗岩ブロック，モルタル，岩石･モルタル複合材料の強度，変形特性等の基礎特性を調べた。ひずみは，**図 2-10** に示す方法により供試体の変位を計測して求めた。ひずみの算定については付録Ⅲを参照されたい。**写真 2-4** に試験状況を示す。

表 2-7　試験項目

試験材料	試験項目	
	一軸圧縮試験	超音波速度測定
花崗岩ブロック	○	○
モルタル	○	×
岩石･モルタル複合材料	○	×

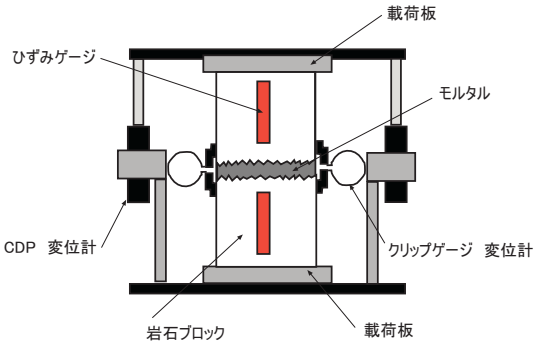
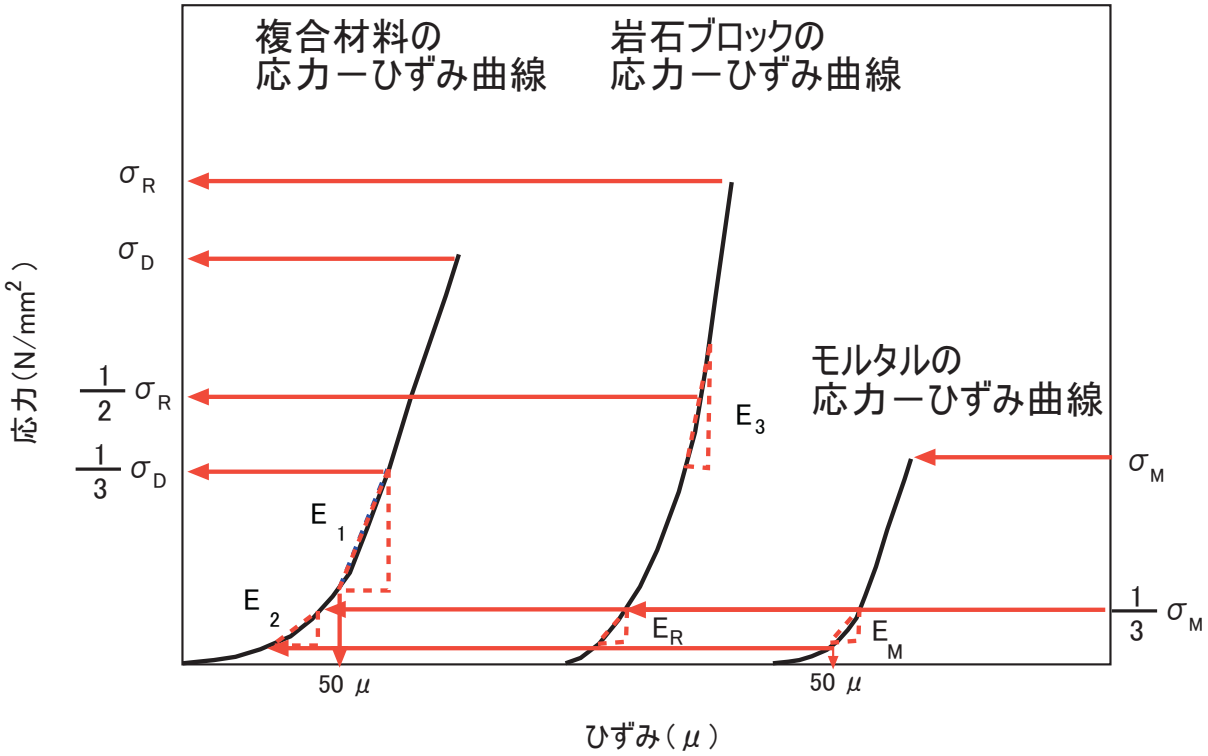


図 2-10　ひずみ測定の概要図

写真 2-4　岩石･モルタル複合材料の一軸圧縮試験の状況



ここで，

E_1：JIS A 1149 に準じて求めた複合材料の弾性係数

E_2：モルタル単体供試体の 50μ と圧縮強度の 1/3 に相当する複合材料の応力差とひずみ差から求めた複合材料の割線弾性係数

E_3：岩石ブロック単体供試体の一軸圧縮強度 50%応力レベルでの岩石ブロック単体の接線弾性係数

E_R：モルタル単体供試体の 50μ と圧縮強度の 1/3 に相当する花崗岩ブロック単体の応力差とひずみ差から求めた割線弾性係数

E_M：JIS A 1149 に準じて求めたモルタル単体の弾性係数

50μ：各応力ーひずみ曲線におけるひずみ 50μ の位置

σ_D：複合材料の一軸圧縮強度

σ_R：岩石単体の一軸圧縮強度

σ_M：モルタル単体の一軸圧縮強度

図 2-11　弾性係数算出方法

本試験では，図 2-11 に示すように 3 種類の弾性係数を求めた。弾性係数 E_1 は，JIS A 1149 に準じて求めた複合材料の弾性係数である。弾性係数 E_2 は，モルタル単体供試体の 50μ と圧縮強度の 1/3 に相当する複合材料の応力差とひずみ差から求めた複合材料の割線弾性係数である。弾性係数 E_3 は，岩石ブロック単体供試体の一軸圧縮強度の 50%の応力レベルの接線弾性係数である。

（３）試験結果

モルタルの一軸圧縮試験の結果を**表 2-8** に，花崗岩の物理特性試験の結果を**表 2-9** に，一軸圧縮試験結果を**表 2-10** に示す。なお，ケース 2 については，**図 2-10** に示すひずみ測定方法による一軸圧縮試験を実施していない。そのため，一軸圧縮試験の結果整理からは除外した。pH 測定は実施しているので、pH 測定の結果整理に活用した。

モルタル単体の一軸圧縮強度について，普通モルタルのケース 1 とケース 3 では，セメントと砂の配合比が 1：4 のケース 1 よりも配合比 1：1 のケース 3 のほうが大きくなっている。一方，低アルカリ性モルタルのケース 4 とケース 5，およびモルタルの厚さを小さくしたケースとして後から追加したケースのケース 5（追加）については，ケース 4 とケース 5 の一軸圧縮強度は同程度であるが，ケース 5（追加）ではケース 4，5 よりも低くなった。これについては，同じ製品のフライアッシュを使用したが，ケース 4，5 とケース 5（追加）では製品ロットが異なり，それによる品質の違いが影響したものと考えられる。なお、シリカフュームの製品ロッドは同じであった。

表 2-8　モルタルの一軸圧縮試験結果

ケース No	モルタル配合ケース	材齢	一軸圧縮強度		弾性係数		ポアソン比	
			測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値
		day	N/mm^2		kN/mm^2		–	
ケース 1	普通モルタル	59	24.3	23.8	18.6	17.7	0.19	0.19
			24.4		15.8		0.08	
			22.7		19.2		0.25	
			26.9		17.6		0.20	
			20.7		17.5		0.21	
ケース 3	プレミックス ドライモルタル		67.2	65.6	28.4	28.4	0.25	0.24
			65.1		28.3		0.23	
			64.9		28.6		0.25	
			64.5		28.8		0.23	
			66.2		28.0		0.22	
ケース 4	低アルカリ モルタル	40	48.9	48.9	15.3	14.5	0.47	0.32
			48.1		15.2		0.28	
			49.9		12.9		0.22	
ケース 5		43	49.2	46.3	17.0	16.0	0.27	0.22
			43.8		14.2		0.19	
			46.0		16.7		0.21	
ケース 5（追加）		40	36.0	34.9	15.0	14.4	0.25	0.22
			34.4		13.6		0.20	
			31.3		14.7		0.23	
			35.7		14.8		0.21	
			36.9		14.0		0.24	

表 2-9　花崗岩ブロックの物理試験結果

密度	g/cm^3	自然状態	2.64
		湿潤状態	2.64
		乾燥状態	2.63
P波速度	km/s	自然状態	4.26
		湿潤状態	5.57
		乾燥状態	3.82
S波速度	km/s	自然状態	2.49
		湿潤状態	2.62
		乾燥状態	2.23
動弾性係数	kN/mm^2	自然状態	40.6
		湿潤状態	49.1
		乾燥状態	32.5
動せん断弾性係数	kN/mm^2	自然状態	16.4
		湿潤状態	18.1
		乾燥状態	13.1
動ポアソン比	−	自然状態	0.24
		湿潤状態	0.36
		乾燥状態	0.24

表 2-10　花崗岩ブロックの一軸圧縮試験結果

一軸圧縮強度 N/mm^2	弾性係数E_3 kN/mm^2	ポアソン比 −
156	63.3	0.25

複合材料の試験結果を**表 2-11** に示す。また，複合材料とモルタルの一軸圧縮強度の関係を**図 2-12** に，複合材料の弾性係数 E_1 とモルタルの弾性係数 E_M の関係を**図 2-13** に示す。各ケースの供試体のモルタルの厚さとモルタル単体の強度に対する複合材料の強度の比の関係を**図 2-14** に示す。なお，各ケースの材齢は**表 2-8** に示す材齢期間と同様である。

どのケースにおいても、後述の「2.5.1　岩石利用セグメント支保工の支保仕様の設定」で得られた所要の強度･変形特性があることを確認した。ただし，強度については，ケース 1 よりケース 4，5 の方が低い値となった。その理由として，供試体高さに対するモルタル厚さの比が大きいためと考えられたので，追加でケース 5 と同じ配合で供試体高さに対するモルタル厚さの比がケース 1 と同等となる試験体（ケース 5（追加））を作製し，一軸圧縮試験を行った。その結果，供試体高さに対するモルタル厚さの比がケース 1 の試験体と同じ場合は，強度も同等の値になることがわかった。さらに，モルタル強度よりも複合材料の強度が下回った点については，岩石ブロックの表面の凸凹が何らかの影響を与えたと考えられる。例えば，凹凸の影響によりモルタル内部の応力状態が不均一になったことなどが影響したと推察される。今後機会があれば，岩石ブロックの表面を平坦面とした供試体との比較などの検討を行い，表面の形状の影響について調査する予定である。

表 2-11　複合材料の一軸圧縮試験結果

試験体No	モルタルの厚さ/供試体の高さ %	密度 g/cm^3	一軸圧縮強度 N/mm^2		弾性係数E_1 kN/mm^2	
ケース1	5.55	2.62	93.8	85.4	49.0	37.9
	6.24	2.62	85.3		32.5	
	5.58	2.62	77.0		32.2	
ケース3	4.18	2.62	142.0	109.6	43.2	38.9
	4.74	2.62	111.3		45.7	
	4.50	2.63	75.5		27.8	
ケース4	13.00	2.55	53.5	55.0	26.4	26.4
	15.28	2.59	49.2		26.1	
	11.21	2.57	58.6		30.1	
	9.53	2.54	58.1		19.5	
	14.20	2.51	48.3		26.6	
	13.58	2.47	62.1		29.8	
ケース5	10.82	2.54	57.3	53.8	38.4	32.0
	6.50	2.51	68.2		32.7	
	8.91	2.55	61.0		29.9	
	12.06	2.55	51.2		24.8	
	15.68	2.52	42.3		45.0	
	18.19	2.53	42.8		21.4	
ケース5（追加）	5.45	2.60	69.3	62.7	25.2	28.7
	8.12	2.58	51.9		23.3	
	5.72	2.60	68.0		33.7	
	9.51	2.57	54.9		19.0	
	11.25	2.56	49.1		21.3	
	5.41	2.61	69.6		27.1	
	11.12	2.56	46.5		26.9	
	5.76	2.61	67.1		26.3	
	12.77	2.55	51.6		30.1	
	4.05	2.63	98.9		54.2	

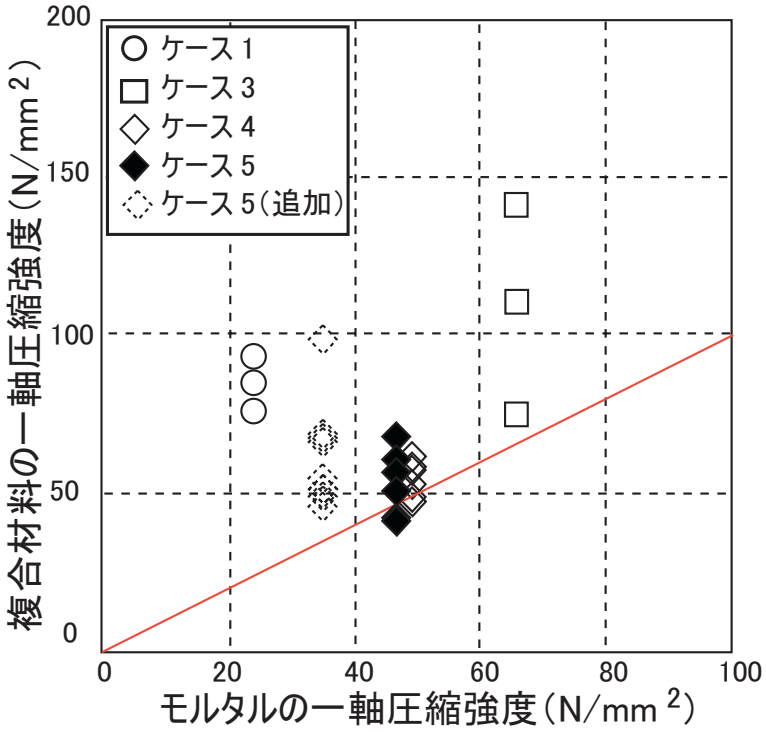


図 2-12　複合材料とモルタルの一軸圧縮強度の関係

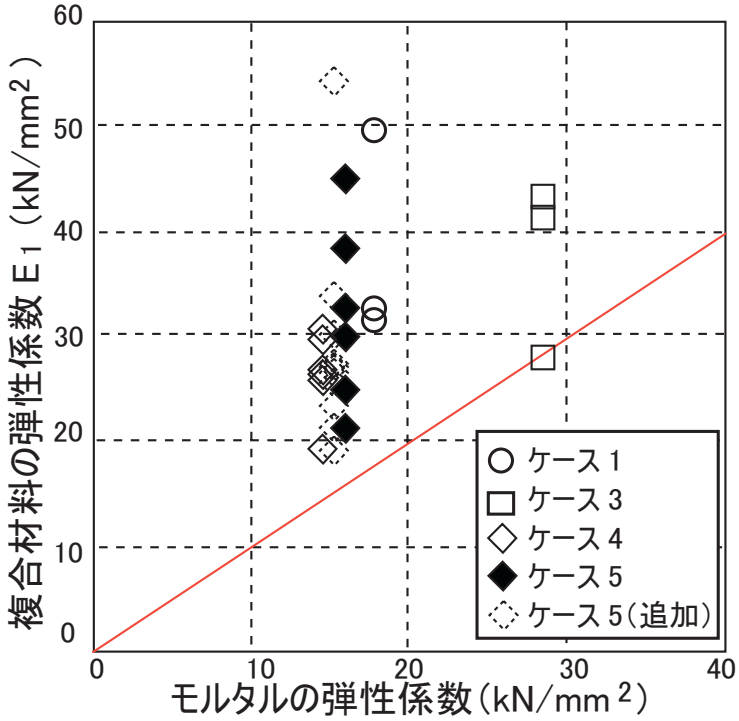


図 2-13　複合材料とモルタルの弾性係数の関係

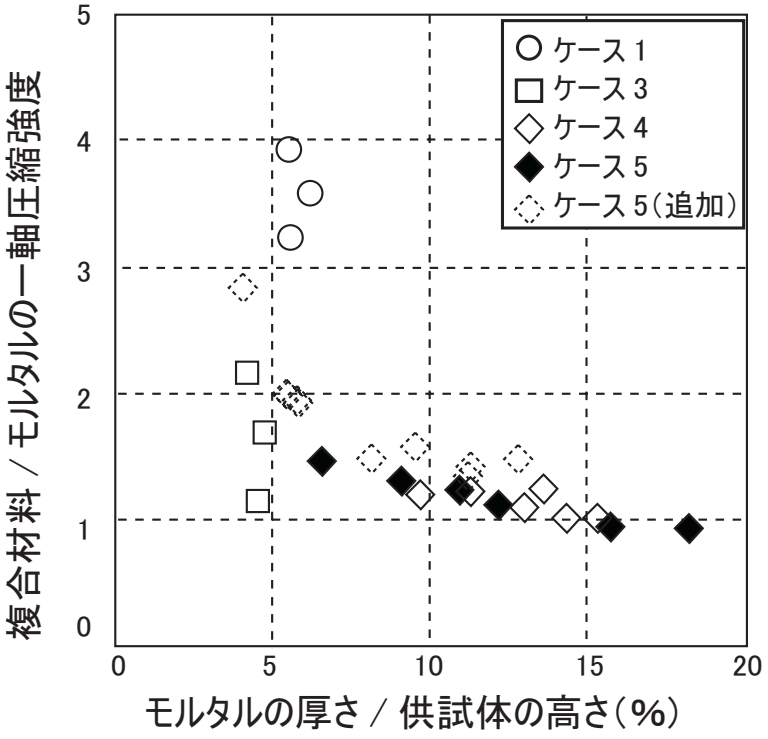


図 2-14　一軸圧縮強度の強度比とモルタルの厚さ比の関係

次に，pH の変化を図 2-15 に示す。なお，pH 測定はセメント量の少ないケース 1 とケース 2 を優先させて行い，ケース 3 については実施しなかった。同図より，浸漬 90 日経過した時点で低アルカリ性モルタルのケースの pH は 11.7 程度であり，低下傾向にあることがわかる。

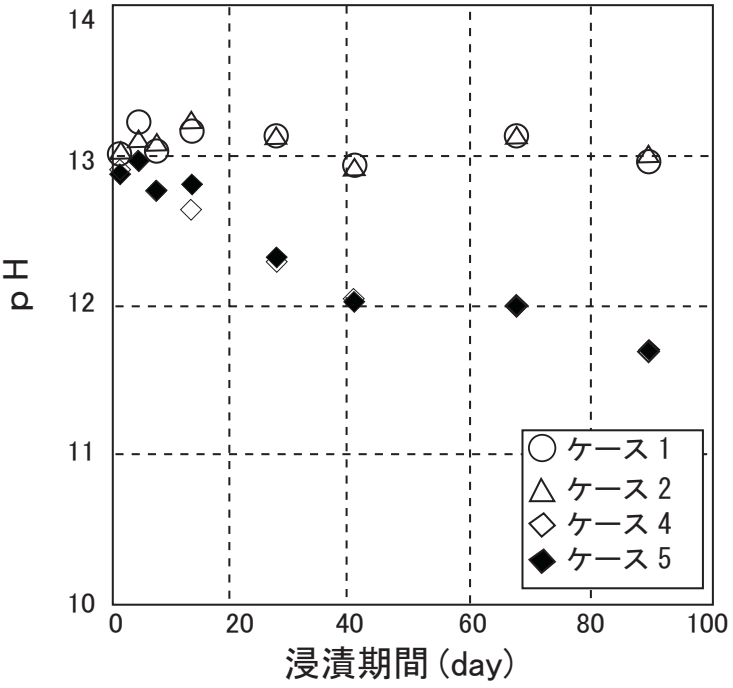


図 2-15　pH の変化

（4）等価弾性係数の計算

本試験では，**式(2-1)**より複合材料の等価弾性係数の理論値を求め，弾性係数 E_2 と比較した。理論式の導出については付録Ⅳを参照されたい。**表 2-12**，**図 2-16** に各条件における理論値と試験より得られた弾性係数 E_2 と比較した結果を示す。

$$\overline{E} = \frac{L \times E_R \times E_M}{(L - L_M) \times E_M + L_M \times E_R} \qquad \text{式(2-1)}$$

ここで，

$\overline{E}$：複合材料の等価弾性係数

E_R：モルタル単体供試体の 50μ と圧縮強度の 1/3 に相当する花崗岩ブロック単体の応力差とひずみ差から求めた花崗岩ブロック単体の割線弾性係数

E_M：JIS A 1149 に準じて求めたモルタル単体の弾性係数

L：試験体の高さ

L_M：モルタル部分の高さ

試験結果から得られた弾性係数 E_2 と理論式より得られた弾性係数 $\overline{E}$ を比較すると，普通モルタル，低アルカリ性モルタルに関わらず，試験結果は理論値の 70～90％程度と低い値となった。

表 2-12　試験結果と理論値の比較

ケース No	モルタル配合ケース	モルタルの厚さ/試験体の高さ	花崗岩ブロックの弾性係数	モルタルの弾性係数	試験結果 弾性係数 E_2		等価弾性係数 理論値	
					測定値	平均値（σ）	計算値	平均値（σ）
		%	kN/mm²					
ケース 1	普通モルタル	5.6	39.4	17.7	45.6	32.4 (9.47)	36.9	36.8 (0.14)
		6.2			23.7		36.6	
		5.6			28.0		36.9	
ケース 3	プレミックスドライモルタル	4.2	43.7	28.4	38.0	34.8 (4.46)	42.7	42.7 (0.00)
		4.7			37.9		42.6	
		4.5			28.5		42.7	
ケース 4	低アルカリモルタル	13.0	48.7	14.5	28.8	26.7 (3.57)	37.3	37.5 (1.35)
		15.3			26.1		35.8	
		11.2			29.6		38.5	
		9.5			20.0		39.8	
		14.2			26.7		36.5	
		13.6			29.1		36.9	
ケース 5	低アルカリモルタル	10.8		16.0	38.4	32.0 (8.57)	39.9	39.3 (3.28)
		6.5			31.8		43.0	
		8.9			28.8		41.2	
		12.1			24.5		39.1	
		15.7			46.8		36.9	
		18.2			21.6		35.5	
ケース 5（追加）	低アルカリモルタル	5.5	49.8	14.4	23.0	26.8 (10.05)	43.9	41.8 (2.5)
		8.1			22.8		41.5	
		5.7			32.6		43.7	
		9.5			18.4		40.4	
		11.3			19.6		39.0	
		5.4			25.6		44.0	
		11.1			26.8		39.1	
		5.8			23.4		43.6	
		12.8			29.0		37.9	
		4.0			47.0		45.3	

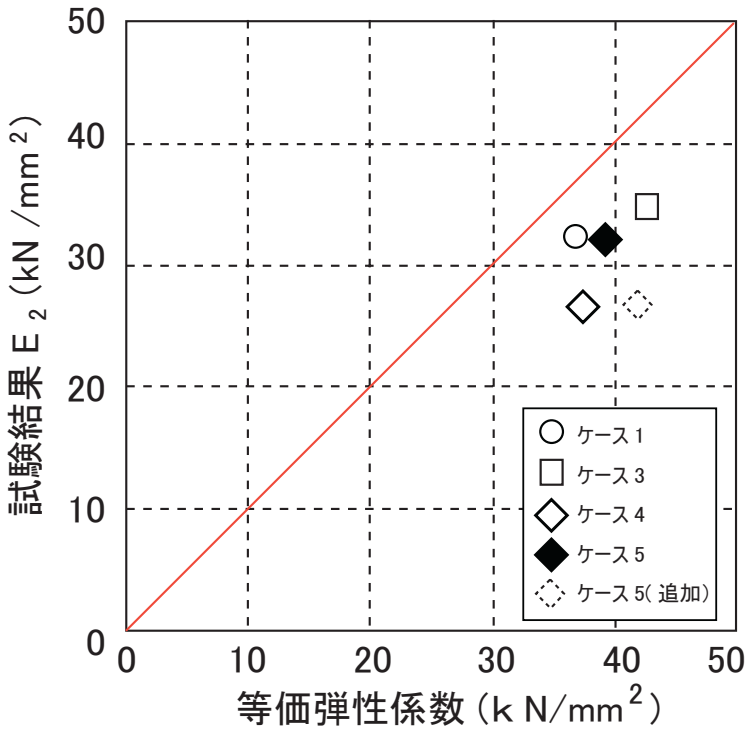


図 2-16　試験結果と理論値比較

（5）まとめ

岩石ブロック間の連結部を対象として，岩石モルタル複合材料の一軸圧縮試験を行った。その結果，以下の知見が得られた。

① 岩石･モルタル複合材料の試験結果は，すべての条件において、当初、安定解析を行って想定した強度（21.5N/mm²）と弾性係数（10 N/mm²）を上回った。

② 供試体高さに対するモルタル厚さの比が大きいと複合材料の強度は低くなる。

③ pH については普通モルタルよりも低アルカリ性モルタルのほうが低い傾向にある。

④ 理論式より得られた等価弾性係数と試験結果より得られた弾性係数を比較した結果，理論式を用いることにより，岩石モルタル複合材料の等価弾性係数を試験を行わずに予測できる可能性を示した。

２．４．２　岩石利用セグメント支保工の裏込め充填の検討

（１）砕石基礎特性試験

１）目的

岩石利用セグメント支保工を用いて坑道を構築する場合，坑道内面とセグメントとの間に生じる空隙に対して裏込め材の充填が必要となる。この裏込め材に関して，セメント系材料を極力使用しない材料として砕石を裏込め充填する方法を提案している。

本試験の目的は，次項で述べるセグメント裏込め材の充填実験に用いる砕石の基礎特性を把握することである。

２）試験項目

砕石の基礎特性を把握するために，以下に示す特性試験を実施した。試験は日本工業規格（JIS）および地盤工学会基準（JGS）に準じて実施した。

① 単位容積質量･実績率試験：JIS A 1104
② ふるいわけ試験：JIS A 1102
③ 密度・吸水率試験：JIS A 1110
④ 最大密度･最小密度試験：JGS 0612
⑤ 水比試験：JIS A 1125

３）材料

試験には，砕石のセグメント裏面への施工性，充填性を考えて**写真 2-5** に示す 7 号砕石を使用した。

写真 2-5　7 号砕石

４）試験結果

試験結果の一覧を**表 2-13** に，粒度試験の結果を**図 2-17** に示す。

7 号砕石の最大密度は 1.76Mg/m^3 と，最小密度は 1.33Mg/m^3 となった。粒径は 0.3mm～7mm の範囲にある。

表 2-13　7 号砕石の基礎特性試験結果

密度			単位容積質量		
表乾状態	絶乾状態	吸水率	表乾状態	絶乾状態	実績率
Mg/m^3	Mg/m^3	%	Mg/m^3	Mg/m^3	%
2.7	2.67	1.2	1.61	1.6	59.81
最大密度			最小密度		含水比
自然状態	絶乾状態	粒子破砕率	自然状態	絶乾状態	
Mg/m^3	Mg/m^3	%	Mg/m^3	Mg/m^3	%
1.76	1.76	2.95	1.33	1.33	0.99

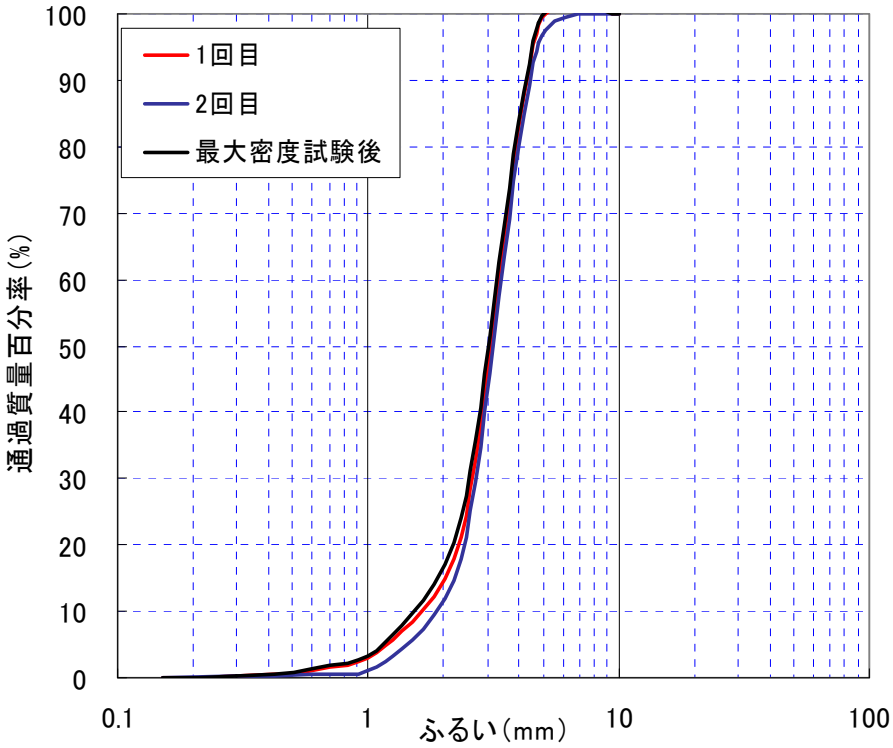


図 2-17　7 号砕石の粒度加積曲線

（2）セグメント裏込め材の充填実験

1）目的

本実験は，実規模大の模擬坑道と模擬セグメントの間に形成される空隙に砕石を吹き込み充填し，充填装置の性能，砕石の充填性を調べることを目的とする。

2）概要

岩石利用セグメント支保工を軟岩系岩盤の竪置き方式の処分坑道に適用した場合の坑道断面を**図 2-18** に示す。ここで，余堀厚は 0.1m と想定した。

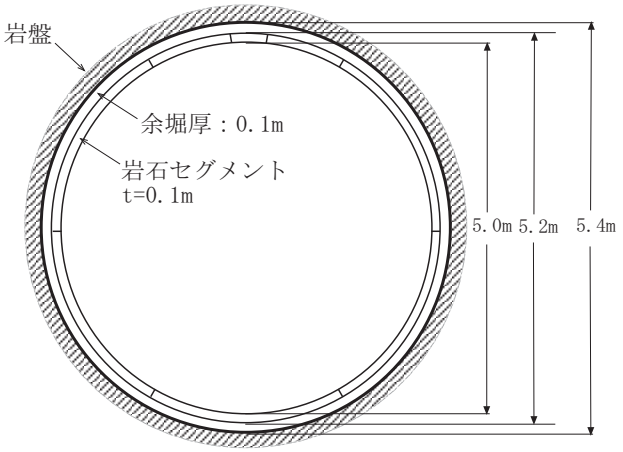
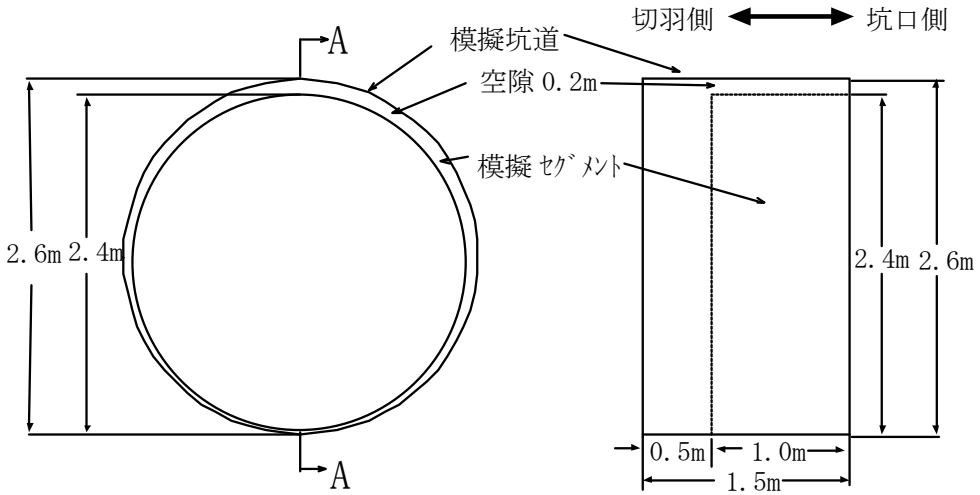


図 2-18　処分坑道断面（軟岩竪置き方式）

実験装置は竪置き処分坑道の半分程度の寸法として，坑道の内径を 2.6m，セグメントの外径を 2.4m とした。実験装置の寸法を**図 2-19** に示す。模擬セグメントは模擬坑道の底盤に接した状態とし，天端直上の空隙が 0.2m となるようにした。これは最も簡単な方法として，セグメントを底盤に接して設置することを想定したためと，底盤に接すると隙間が 0～20cm の間で変化し，小さな隙間での砕石の充填性を観察出来るからである。模擬坑道の長さは 1.5m，模擬セグメントの長さは 1.0m とした。



(a) 断面図　　(b) A-A 断面図

図 2-19　実験装置の寸法

模擬坑道の概要図を**図 2-20** に示す。坑道の下半をコンクリート架台，上半を外周型枠で模擬した。外周型枠には半透明面板（スルーフォーム）を用いて，模擬坑道天端部の砕石充填状況を観察できるようにした。

模擬セグメントの概要図を**図 2-21** に示す。セグメントは内周型枠で模擬した。底部の一部を半透明面板（スルーフォーム）とし，それ以外の内周型枠はスチール面板とした。

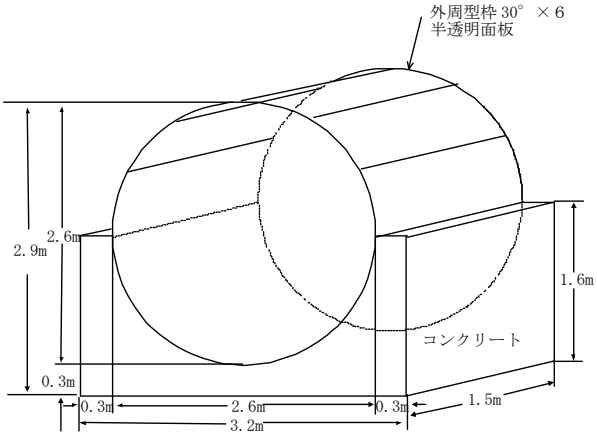


図 2-20　模擬坑道の概要図

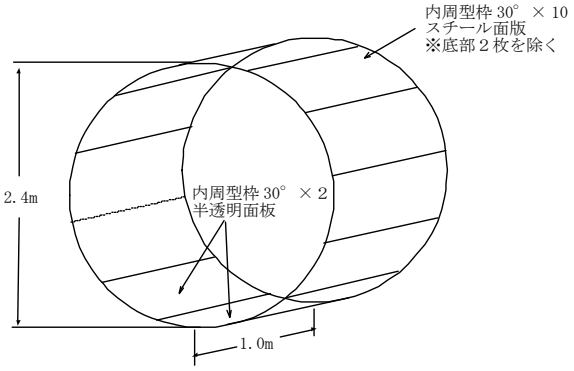


図 2-21　模擬セグメントの概要図

実験装置の概要図を**図 2-22** に示す。模擬坑道に模擬セグメントを取り付け，妻板で固定し，実験装置を組み立てた。

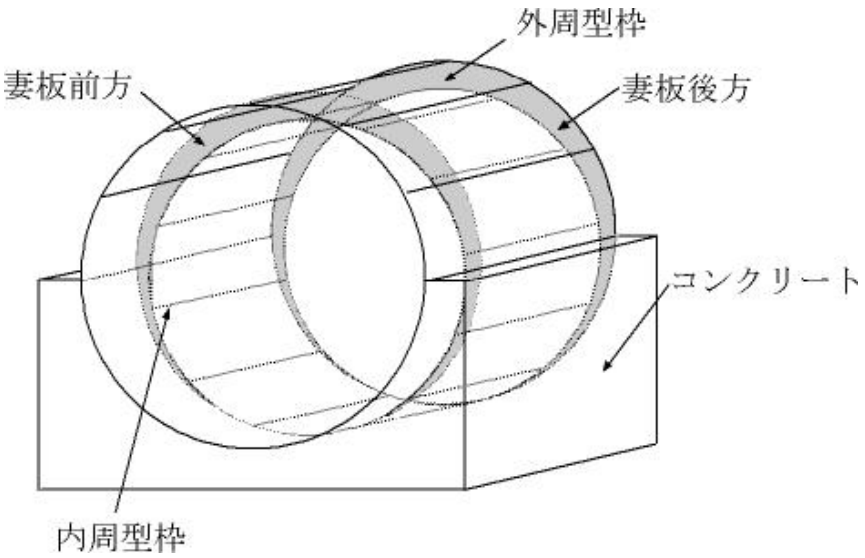


図 2-22　実験装置の概要図

砕石充填装置は空気圧送方式の吹付け機械（送り量 $2m^3/h$，エア圧 0.1MPa）を使用した。砕石は前述の通り 7 号砕石を用いた。実験は，砕石の充填，充填状況の観察，外周型枠および内周型枠の取り外し，**図 2-23** に示す分割区分ごとの砕石の重量測定の手順で実施した。

実験ケースを**表 2-14** に示す。実験ケースは充填箇所，吹き込み方向，エア抜き孔の有無を組み合わせた 4 ケースを設定した。表中の水平は坑道軸と平行の方向を，三方向は坑道軸と平行とそれに対して左右 45° の方向を表す。ケース 1，2 の充填方法を**図 2-24** に示す。ケース 1 では前方妻板の天端部に，ケース 2 では内周型枠の天端部中央に充填口を設けて砕石の吹き込みを行った。ケース 3 では**図 2-25(a)** に示すように前方妻板に三カ所の充填口を設けて，左右肩部から水平方向に肩部まで砕石を吹き込み，その後，天端部で左右 45° 方向に交互に数回吹き込み，最後に水平方向に吹き込みを行った。ケース 4 では**図 2-25 (b)** に示す

ようにエア抜き用の有孔板（孔径 8mm，縦横 30mm 間隔）を前方妻板に設置し，ケース 3 と同様の方法で砕石吹き込みを行った。なお，砕石の充填は充填装置のエア圧の上昇を目安として終了した。

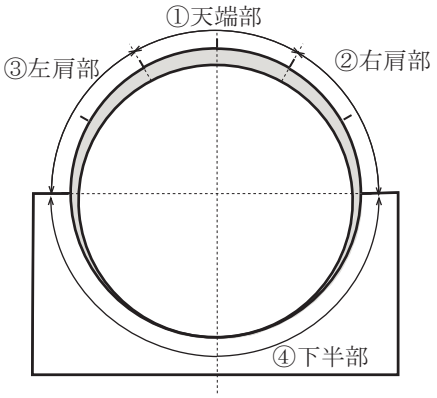
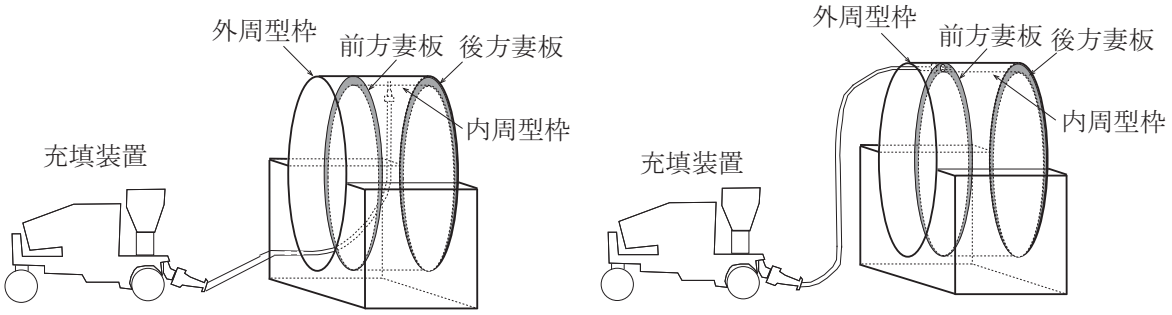


図 2-23　重量測定の分割区分

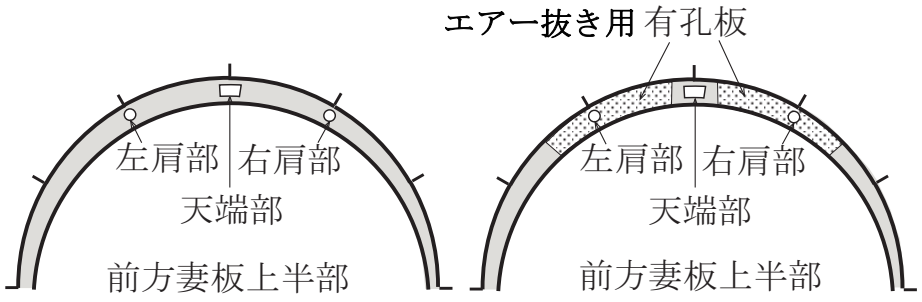
表 2-14　砕石の充填実験ケース

ケース	充填箇所，吹き込み方向	エア抜き孔の有無
1	天端部：水平	無し
2	天端部：垂直	無し
3	左右肩部：水平，天端部：三方向	無し
4	左右肩部：水平，天端部：三方向	有り



(a) ケース 1　　(b) ケース 2

図 2-24　砕石充填方法



(a) ケース 3　　(b) ケース 4

図 2-25　充填口と有孔板の配置

３）実験装置組立状況

コンクリート架台の製作状況を**写真 2-6～写真 2-9** に示す。また，外周型枠を架台に固定するアンカーの設置状況を**写真 2-10** に，妻板等の注入口に取り付けるゴム板（切り込みあり）を**写真 2-11** に示す。

写真 2-6　型枠組立状況

写真 2-7　型枠組み上がり状況

写真 2-8　コンクリート打設状況

写真 2-9　コンクリート架台仕上がり状況

写真 2-10　外周型枠固定用アンカー

写真 2-11　注入口のゴム板

実験装置の外観を**写真 2-12** に示す。組み上がりの寸法は，外周型枠が直径 2,600mm，内周型枠が直径 2,400mm であった。外周型枠（上半）は**写真 2-13** に示す半透明面板（30°×6 枚），内周型枠は**写真 2-13**，**写真 2-14** に示すスチール面版（30°×10 枚）と半透明面板（底部左側，30°×2 枚）を使用した。

写真 2-12　実験装置の外観（正面）

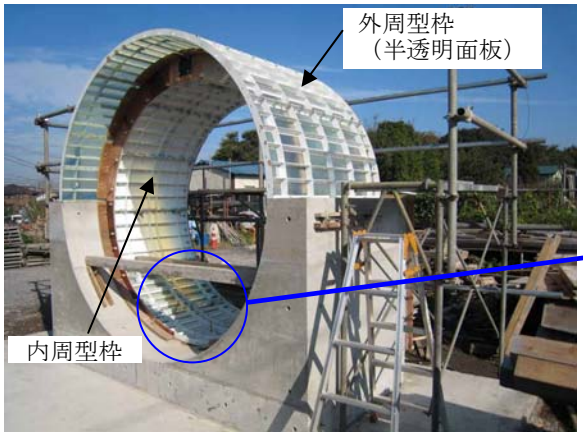


写真 2-13　外周型枠，内周型枠

写真 2-14　内周型枠（底部）

4）実験準備

充填装置の配置を**写真 2-15** に，コンプレッサーと発電機の配置を**写真 2-16** に示す。

写真 2-15　充填装置

写真 2-16　コンプレッサーと発電機

写真 2-17 に水平吹き込みによる充填状況を示す。ノズルの注入孔は**写真 2-18** に示すように内周型枠と妻板の天端部に二カ所設けた。内周型枠の注入孔は型枠のリブ位置に一致してしまうために，天端直上より右側に 7.5cm ずらしている。水平吹き込みの場合，前方妻板の注入口には切り込みあるゴム板（厚さ 10mm）を取り付けた。内周型枠の注入孔には切り込みの無いゴム板（厚さ 10mm）を取り付け，砕石が落下しないようにした。

写真 2-17　水平吹き込みによる砕石充填状況

写真 2-18　水平吹き込みのノズルの設置状況

5）実験結果

① ケース 1

ケース 1 では，まず，充填直後，内周型枠底部では**写真 2-19** に示すように後方から前方に傾斜する砕石の充填状況が観察された。これは，ノズルから吹き込んだ砕石が後方の妻板に当たりそのまま下部へ落ち，後方から先に充填されたことによるものである。

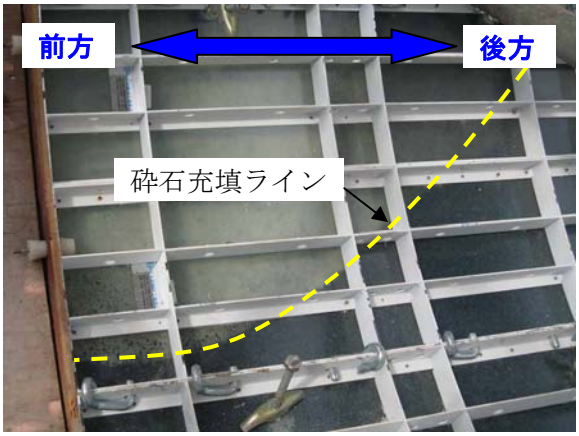


写真 2-19　内周型枠底部の砕石の充填状況

写真 2-20　後方から見た天端部充填状況

充填の終了は充填装置のエア圧の上昇を目安とし，エア圧がゼロから上がり始めた時点で充填を終了した。充填時間は 16 分 14 秒であった。

天端直上から左右 30°の範囲の外周型枠を取り外して，充填状況を観察した。天端部の充填状況を**写真 2-20～写真 2-24** に示す。天端部直上ではノズル先端部に位置する表層部に直径 10cm 程度の陥没孔が生じた。陥没孔を除けば，前方から後方にわたって砕石は概ね充填できているが，中間部から後方にかけては空隙が生じているようであった。

天端直上から左右の肩部にかけて未充填部が観察された。後方ほど未充填部が下方に広がっている。

写真 2-21　右側から見た天端部充填状況

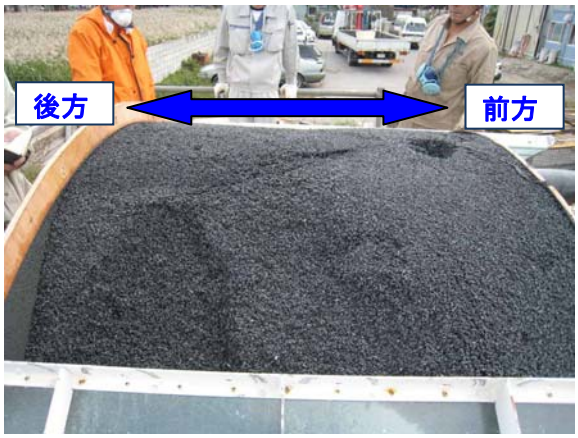


写真 2-22　左側から見た天端部充填状況

写真 2-23　天端部左後方の充填状況

写真 2-24　天端部右後方の充填状況

天端部の砕石を回収し，重量測定した。その後，底部の内周型枠を外し，充填状況を観察した。底部の充填状況を**写真 2-25**，**写真 2-26** に示す。底部は粒径分の空隙高さがとれるところまで砕石は充填されていた。また，充填状況も良好で上部の砕石の重みにより締め固まった様子であった。

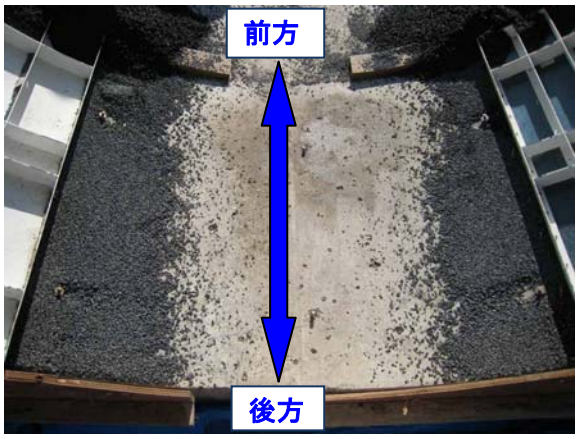


写真 2-25　底部の砕石の充填状況

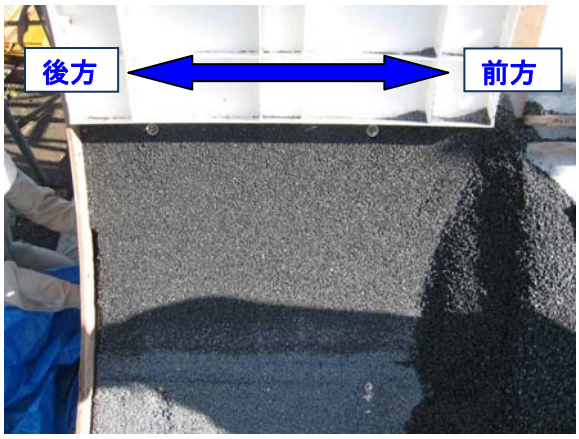


写真 2-26　底部右側の砕石の充填状況

② ケース 2（垂直吹き込み）

垂直吹き込みの充填状況を**写真 2-27**～**写真 2-30** に示す。垂直吹き込みの場合，前方妻板の注入孔には切り込みの無いゴム板（厚さ 10mm）を取り付け，砕石が吹き出さないように塞いだ。

充填を開始してしばらくしてから，注入孔から砕石が吹き出し始めたため，装置を停止した。その後，ノズルを左側にやや傾け，再度，充填を開始した。しかし，すぐに砕石が吹き出したため，充填を終了した。

写真 2-27　垂直吹き込みによる充填状況

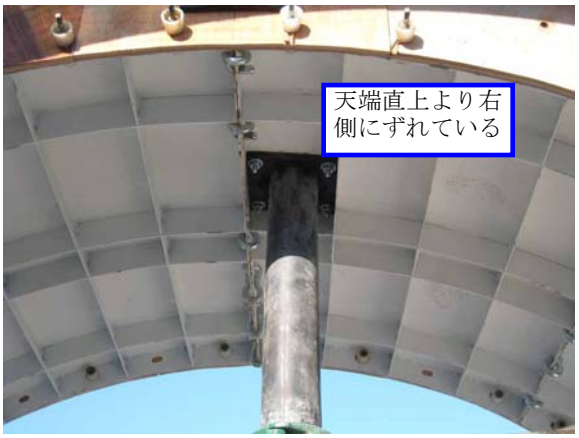


写真 2-28　垂直吹き込みのノズルの設置状況

写真 2-29　ノズル先端を左側に傾けた状況

写真 2-30　天端部外周型枠の取り外し状況

天端部の外周型枠を取り外して，充填状況を観察した。天端部の充填状況を**写真 2-31～写真 2-33** に示す。ノズル先端部の周囲のみに砕石が充填され，左右後方に未充填部が広がっている。また，ノズル先端部の表層に陥没孔が生じた。

天端より右側は，肩部からスプリングライン付近にかけて未充填部が観察されているが，それより下方の下半部では砕石は充填されている。一方，天端より左側は，肩部から未充填部が下方に広がり，肩部の中段から下方は内周型枠が見え，全く充填されていない。

底部の内周型枠を外し，充填状況を観察した。底部の充填状況を**写真 2-34** に示す。底部左側は不透明面板の型枠部分まで砕石は充填されているが，それより上方は未充填となっている。

垂直吹き込みでは，注入孔の位置が天端真上から 7.5cm 右側にずれて設置していたため，吹き込まれた砕石は主に右側に流れ出し，右側から充填が開始された。一方，左側は右側への流れ出しがある程度収まってから砕石の充填が始まり，底部の中段までは充填されたものの，ノズル先端周辺で砕石がたまるのが早く，それ以上の砕石の吹き込みが困難となった。これにより，左側は砕石がほとんど充填されなかったものと考えられる。

写真 2-31　右側から見た天端部充填状況

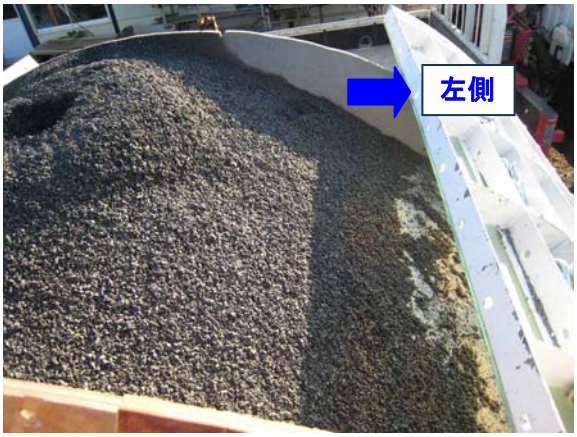


写真 2-32　後方から見た天端部充填状況

写真 2-33　天端部右側の充填状況

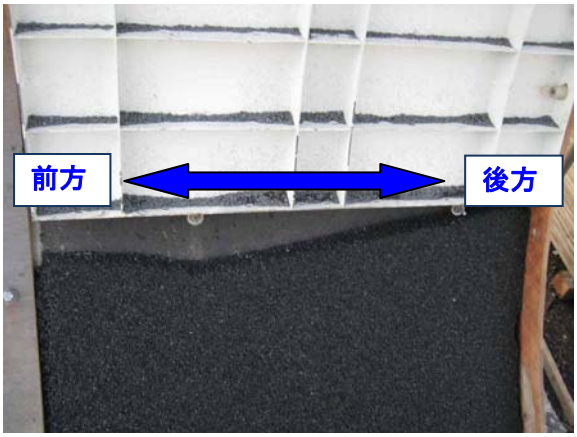


写真 2-34　底部左側の砕石の充填状況

③ ケース 3（水平吹き込み三カ所，ノズル三方向に振る）

ケース 1 では左右肩部に未充填部が生じたため，ノズルを**図 2-26** に示すように左右に振れるように，前方妻板の注入孔を矩形に拡大し，ノズルを支えているサポートの台座を回転できるように改良した。

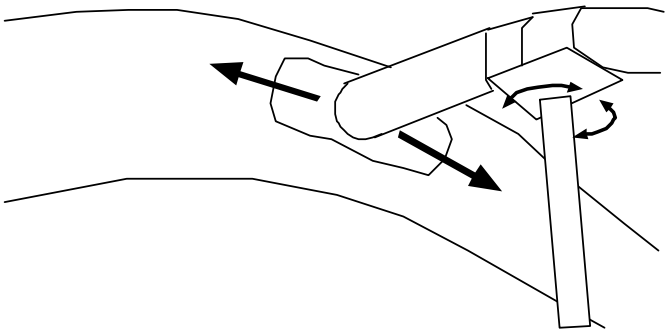


図 2-26　前方妻板の注入孔の改良

ケース 3 の充填状況を**写真 2-35**～**写真 2-38** に示す。実験では，ノズルの振る角度が浅く，ケース 1 と同様に正面に吹き込むのと変わらない状況であった。そこで，左右肩部に注入孔

を設けて，左肩部，右肩部，天端部の順に三カ所からの充填を行った。天端部の充填では，左，右，正面の順にノズルの方向を変えながら充填した。

写真 2-35　ノズル改良状況

写真 2-36　左肩部の充填状況

写真 2-37　右肩部の充填状況

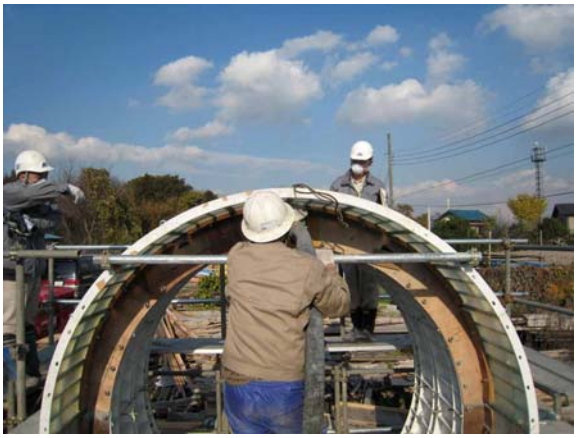


写真 2-38　天端部の充填状況

天端部の外周型枠を取り外して，充填状況を観察した。天端部の充填状況を**写真 2-39～写真 2-41** に示す。右側の肩部は良好に充填でき，ケース 1 よりも充填性が向上した。ただし，左側前方の肩部に未充填部が生じ，後方側の表層に深さ 2cm 弱の凹みが生じた。これは，複数の充填口を設けて充填範囲を分割し，吹き込み方向を制御して三方向に振り分けたことにより，ノズル先端に砕石がたまる前に後方側の肩部の下方まで砕石を吹き込めたためと考えられる。

写真 2-39　後方から見た天端部充填状況

写真 2-40　左側から見た天端部充填状況

写真 2-41　右側から見た天端部充填状況

④ ケース 4（水平吹き込み三カ所，ノズル三方向，エア抜き孔有り）

ケース 4 では**写真 2-42** に示すようにエア抜き用の有孔板（孔径 8mm，縦横 30mm 間隔）を前方妻板に設置し，ケース 3 と同様の方法で吹き込みを行った。ケース 3 ではノズルを左右に振れるようにしたが，大きい角度で左右に吹き込む場合，後続のホースを大きく振り回さないとノズル先端を鋭角に差し込むことがスムースにできなかった。そこで，ノズル先端の方向を左右に素早く変えられるように，**写真 2-43**，**写真 2-44** に示すような先端部を直角に曲げたノズル（潜望鏡型）を製作し，天端部の吹き込み充填に用いた。

写真 2-42　実験装置（前面）の外観

写真 2-43　改良ノズル

写真 2-44　天端部の吹き込み状況

天端部の充填状況を**写真 2-45**～**写真 2-47** に示す。ケース 4 で測定した砕石の重量と型枠内容積より求めた充填密度を**表 2-15** に示す。

ケース 4 では，未充填部は少なくなり，良好な充填ができた。ただし，左側前方の肩部に深さ 3cm 程度の凹みが生じた。これは，エア抜き孔の設置により，エアだまりができにくくなり砕石の充填性が向上したことによると考えられる。また，充填密度は 1.25～1.48Mg/m^3（平均≒1.35 Mg/m^3）となり，下半部で大きくなった。この理由として，下半部では上部の砕石の重量により砕石が締め固まったことなどが考えられる。

なお，充填密度測定について全区分で測定できたのは良好に充填できたケース 4 のみである。他のケースでも充填できた下半部のデータを取得しており，ケース 4 と同様の密度が得られている。

表 2-15　充填密度測定結果（ケース 4）

区分	①天端部	②右肩部
充填密度(Mg/m^3)	1.25	1.28
区分	③左肩部	④下半部
充填密度(Mg/m^3)	1.31	1.48

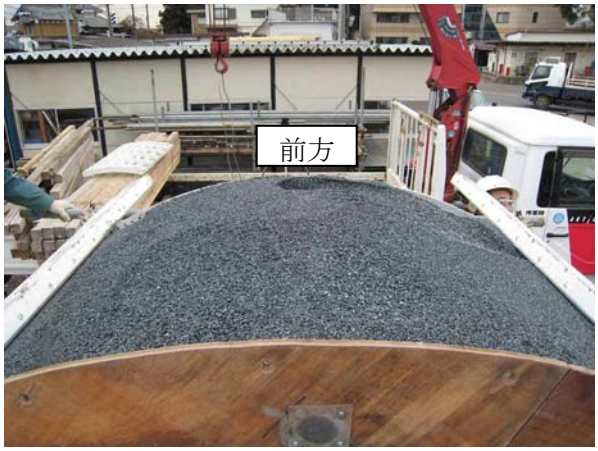


写真 2-45　後方から見た天端部充填状況

写真 2-46　右側から見た天端部充填状況

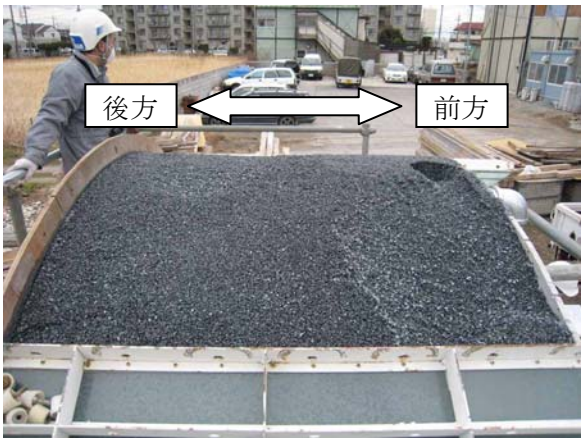


写真 2-47　左側から見た天端部充填状況

6）まとめ

実規模大の坑道とセグメントを模擬した実験装置を用いて，空気圧送式の充填装置により砕石の裏込め充填実験を行った。その結果，砕石の充填範囲の分割と吹き込み方向の制御およびエア抜き孔の効果により，良好な充填が可能となることがわかった。また，実規模大の坑道に対する砕石の裏込め充填密度を把握した。

２．４．３　砕石の円板載荷による変形試験

（1）目的

岩石利用セグメントでは，軟岩における坑道を対象としていることから，セグメント設置後すぐに支保効果が発揮できることを期待している。このため，地山の変形を即時に支持するために，設置時のセグメント背面の空間を砕石で充填する必要があると考えられる。前節で検討がなされたように，これまで砕石をセグメント背面に充填する方法と充填された箇所の砕石の充填密度の測定がなされている。

セグメントの支保効果を把握する解析においては，上述の充填密度を有する砕石の変形特性の情報（例えば，弾性係数とポアソン比など）が必要となる。このため，径 150mm×高さ 300mm の砕石による円柱供試体を作製し，所定の拘束圧(0.5，1.0MPa)の条件下で三軸圧縮試験を実施して，弾性係数を求めた。その結果，**写真 2-48** に示されるように，載荷時

に砕石の上端部のみに大きな変形が生じ，岩石利用セグメントの剛性（10GPa）に比べて極めて小さな剛性（拘束圧 0.5MPa で弾性係数が 5.9MPa，拘束圧 1.0MPa で弾性係数が 14.6MPa）となった。

そのため，実際の裏込めされた砕石が載荷される状況が，三軸圧縮試験の供試体が載荷される状況とは異なり，載荷面積に比べ厚さが小さな状況で載荷されていることから，その状況を模擬した試験方法とそれから得られる剛性が重要と考えた。

そこで，ここでは「砕石の円板載荷による変形試験」と称して，載荷面積に比べて砕石試料の厚さが小さい場合について試験を実施し，その変形特性を把握，評価する。

写真 2-48　7 号砕石の三軸圧縮試験後の供試体の状況

（２）試験装置と試験方法とパラメータ

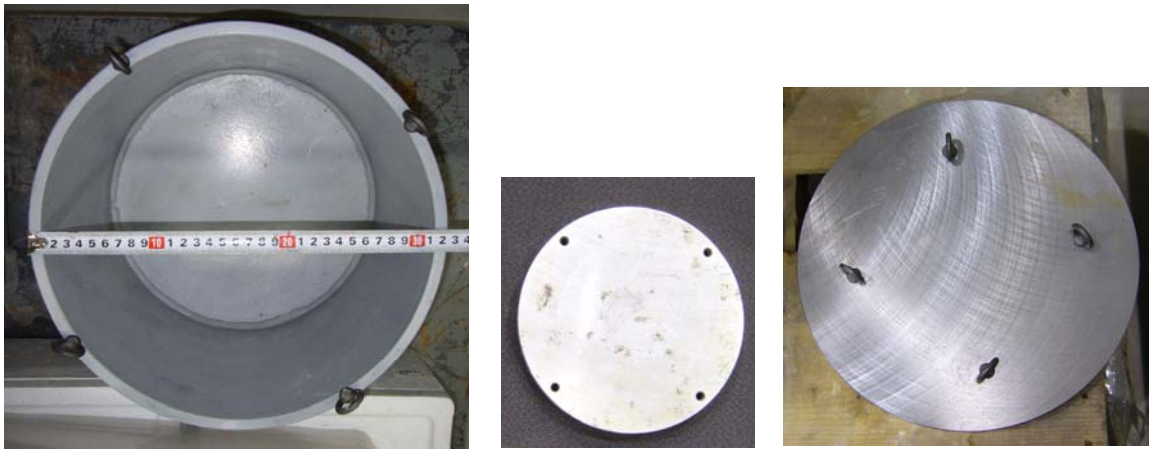
1）試験装置

試験装置の概要は以下の通りである。

・容　器：円筒鋼管：内径 303.8mm，高さ：250mm，厚さ 10mm

・載荷板：径 φ=150, 300mm,厚さ：t=30mm

容器と載荷板の概要を**写真 2-49** に示す。



(a) 容器　　(b) φ150 載荷板　　(c) φ300 載荷板

写真 2-49　容器と載荷板

2）試験方法と安全対策

試験時の砕石層への載荷状況の概要を**図 2-27** に示す。載荷試験は円筒鋼管に所定の高さ（厚さ）まで砕石を詰め，その表面に載荷板を設置する。

変位の計測は載荷板の沈下量を測定するために，載荷板に変位計を 2 ヶ所設置している。

安全対策としては載荷時に砕石が飛散することを防止するため，ビニールカバーを載荷時にかぶせる。また，スチール容器に発生する応力についても確認する。

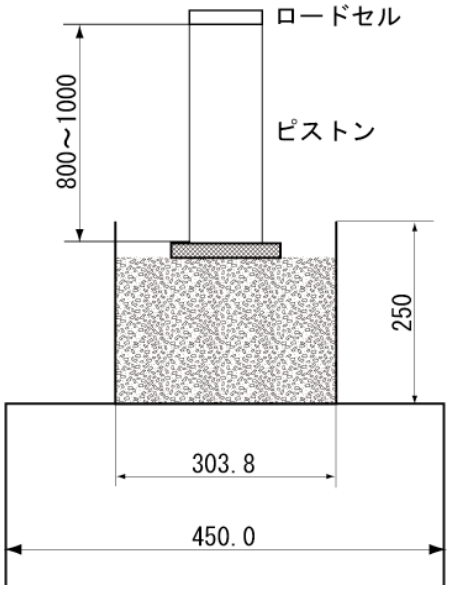


図 2-27　載荷状況の概要図（φ150 載荷板）

3）試験のパラメータ

試験のパラメータとしては，以下の 4 パラメータが試験結果（砕石の変形特性）に大きな影響与えると考えられる。

・載荷板径　　：φ
・砕石厚さ　　：h
・砕石の密度　　：ρ
・載荷圧　　：P

載荷板径は支圧した砕石の拘束性に影響を及ぼすと考えられる。すなわち，載荷板径が円形鋼管の径より小さいφ150 の場合などでは，載荷板下の砕石は沈下とともに水平方向への移動を生じる。一方，円形鋼管の径とほぼ同じφ300 の場合，砕石は載荷板側方からの移動・隆起を妨げられるため，載荷板下の砕石は横方向への移動を強く拘束されると予想される。

砕石厚さは，載荷板の沈下量に与える影響が大きいと考えられる。

砕石の密度は，詰められた砕石の弾性係数の大きさに関連している。

載荷圧は，設計で用いるセグメントに作用する地圧（＝支保反力）と関連し，載荷板の沈下量との関係が求められる。

（3）試験条件と試験ケース

試験のケースごとの条件を**表 2-16** に示す。

砕石の密度（ρ）は，前節の裏込め充填試験で得られた砕石の密度 1.35kg/m^3 程度から，設定した。砕石厚さは，セグメントの組み立て時に必要な空間であり，今のところ 10～20cm を想定していることより，本試験でもこの値を用いた。載荷板径は今回用意した最小径φ150mm と最大径φ300mm を用いることで，基本的な試験結果の特性を見ることを目的に設定した。

載荷圧と載荷パターンを**図 2-28** に示す。

載荷最大圧は，一般のトンネルの場合と同様に高い剛性の支保に作用する（支持する）支保内圧より，岩石利用セグメントの支保最大圧を 2MPa と設定した。載荷パターンは平板載

荷と試験等を参考に，繰り返し載荷することとし，また，1 ケースが 1 日で終了する工程から設定した。

表 2-16　砕石の円板載荷による変形試験解析ケース

解析ケース	7 号砕石密度 (kg/m3)	砕石厚さ (h:mm)	載荷板径 (φ :mm)
01	1, 400	200	300
02			150
03		100	300
04			150

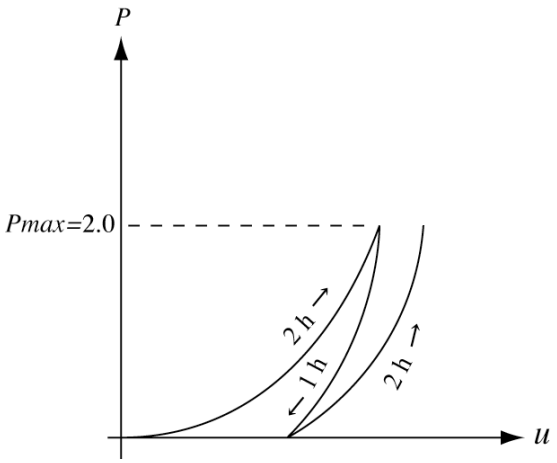


図 2-28　載荷パターンと速度の設定

（4）試験結果

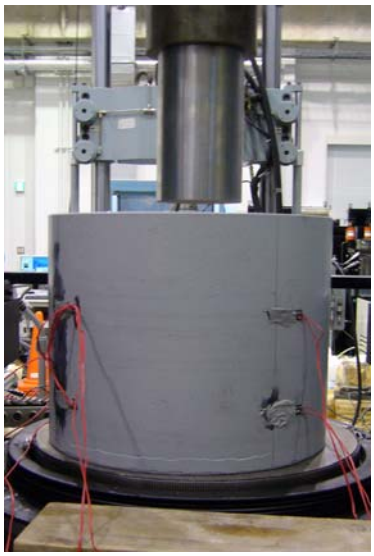
1）試験状況

載荷板径φ150mm の場合の円筒鋼管と砕石および載荷板の設置状況を**写真 2-50** に示す。次に，載荷板径φ150 の載荷終了時の状況を**写真 2-51** に示す。写真からわかるように，載荷されると側方から砕石が隆起し，載荷板を覆う状態になってしまう。載荷板径φ300 では，側方からの隆起は見られない。

2）沈下変位と載荷応力の関係

各試験ケースの載荷板の沈下変位と載荷応力の関係を**図 2-29**～**図 2-32** に示す。図に示されるように，載荷密度が 1.4kg/m^3 の初期載荷時に沈下量は 14～45mm と大きくなり，除荷，再載荷時は変位量が 0.2～1.3mm 程度と非常に小さな変位量となっていることがわかる。

載荷板径φ300 で厚さの違いによる結果の比較を**図 2-33** に示す。図より，同じ密度であれば，初期載荷時の変位量は砕石厚さに比例していることがわかる。充填時の嵩密度と弾性係数の関係を**図 2-34** に示す。密度が高い方が弾性係数も高くなることがわかる。



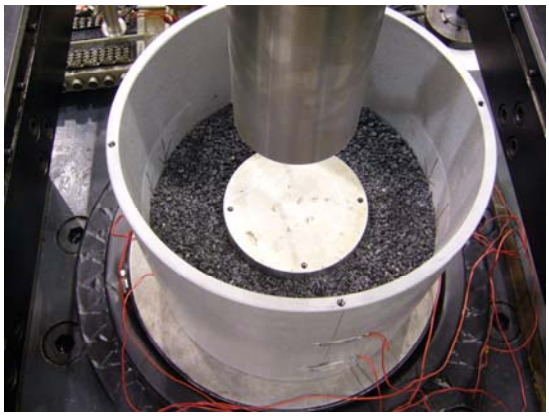


写真 2-50　円筒鋼管と砕石およびφ150 載荷板の設置状況

写真 2-51　載荷終了時点の状況（φ150）

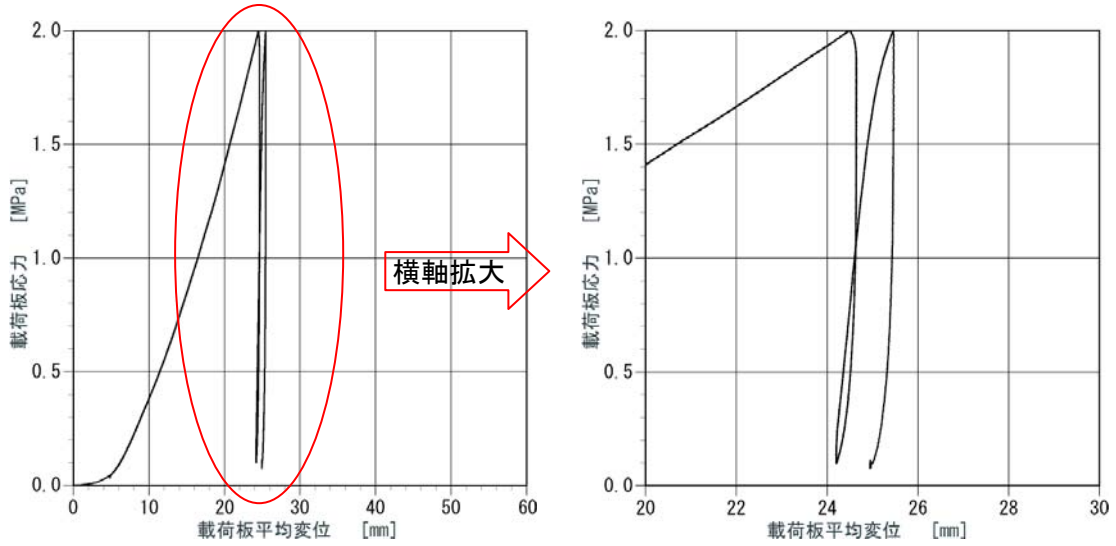


図 2-29　ケース－1(h200-φ300 の場合)

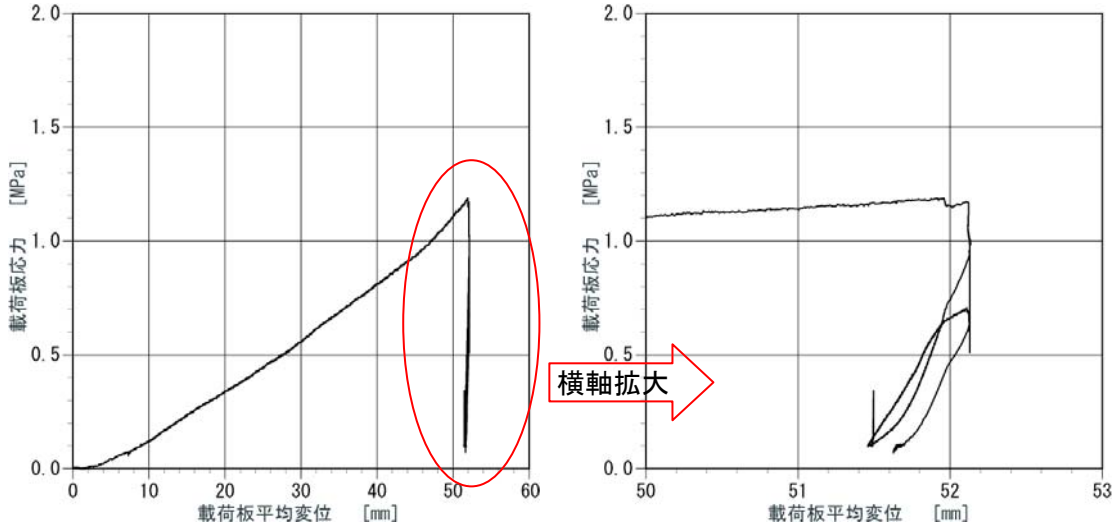


図 2-30　ケース－2(h200-φ150 の場合)

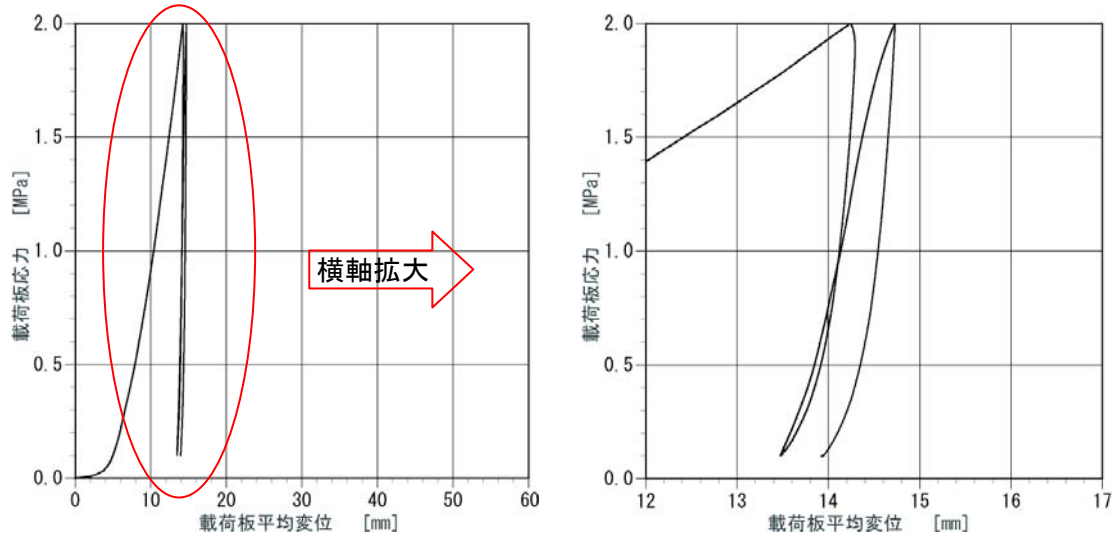


図 2-31　ケース－3(h100-φ300 の場合)

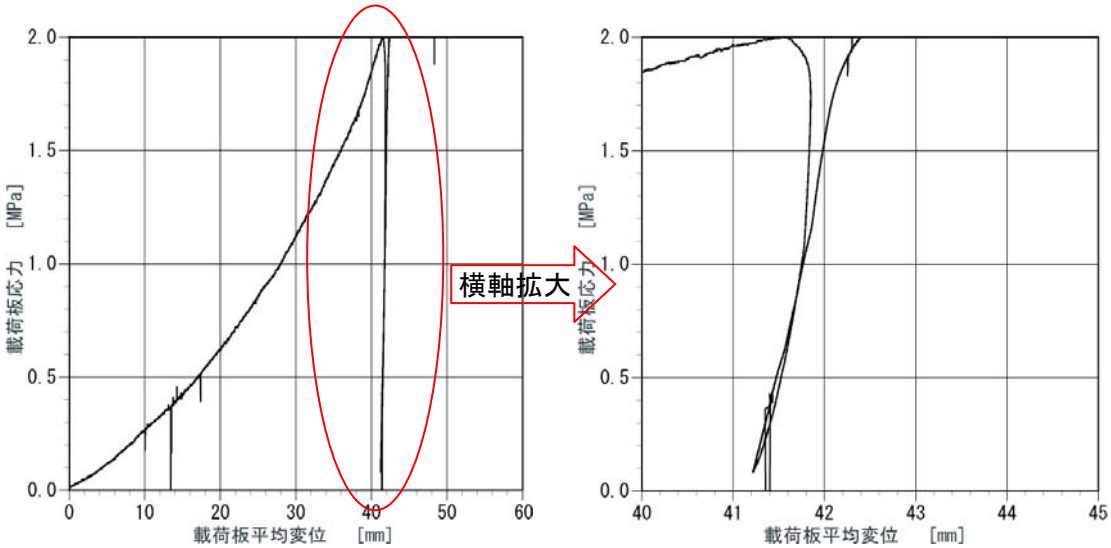


図 2-32　ケース－4(h100-φ150 の場合)

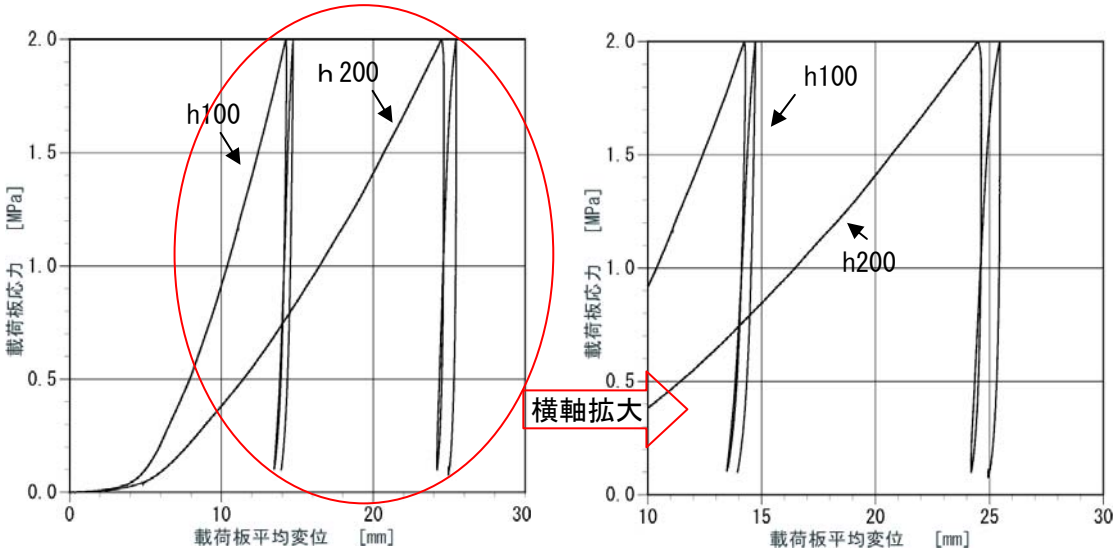


図 2-33　厚さの違いによる結果の比較（φ300 の場合）

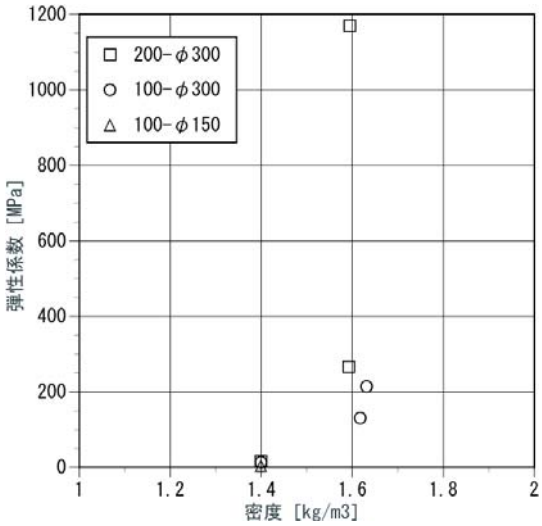


図 2-34　充填時の嵩密度と弾性係数の関係

（5）混合 5 号砕石を使用した試験

1）混合 5 号砕石を使用した試験の目的

7 号砕石のみでは初期載荷時の変形量が予想よりも大きい結果となったため，初期載荷時の変形を抑制する方法として，粒径の大きな砕石や混合した粒度の砕石を使用することを考えた。そのため，その効果を把握するために試験を実施する。

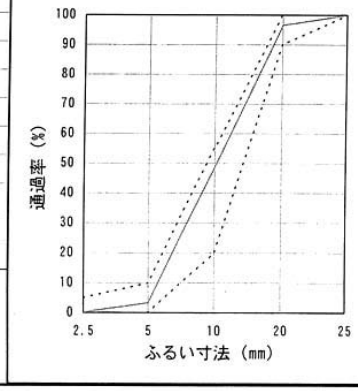
試験に使用した混合 5 号砕石の状況を**写真 2-52** に，骨材試験成績表を**表 2-17** に示す。

写真 2-52　混合 5 号砕石

表 2-17　混合 5 号砕石の骨材試験成績表

ふるい分け試験結果							
篩寸法（mm）	25	20	15	10	5	2.5	2.5以下
各篩の残留率（%）	0	3	10	38	45	3	0
累加残留率　（%）	0	3	13	51	97	100	100
通過率　　（%）	100	97	87	49	3	0	0

諸性質	
粗粒率	6.51
最大寸法	20
表乾密度	2.66
絶乾密度	2.64
吸水率	0.49%
単位容積重量	1.616
実積率	61.1%
洗い試験	—
BS破砕	—
粒形判 単位容積	—
粒形判 実積率	—
備考	



2）実験と解析の条件ケース

実験ケースごとの条件を**表 2-18** に示す。

本試験でもこの値を用いた。載荷板径は前回の結果を踏まえ最大径φ300mm を用いることとした。

載荷圧と載荷パターンは同様に**図 2-28** のパターンとした。

3）沈下変位と載荷応力の関係

各解析ケースの載荷板の沈下変位と載荷応力の関係を**図 2-35**～**図 2-38** に示す。図に示されるように，初期載荷時の沈下量は砕石厚さ 200mm においても 11～25mm と小さくなっていることがわかる。徐荷後の再載荷の変位量も小さな変位量となっていることがわかる。

表 2-18　混合 5 号砕石を用いた試験ケース

解析ケース	5 号混合砕石の割合（%）	砕石厚さ（h:mm）	載荷板径（φ:mm）
11	100	200	300
12	70		
13	50		
14	30		

※　混合 5 号砕石以外は 7 号砕石を使用，砕石厚 100mm は未実施

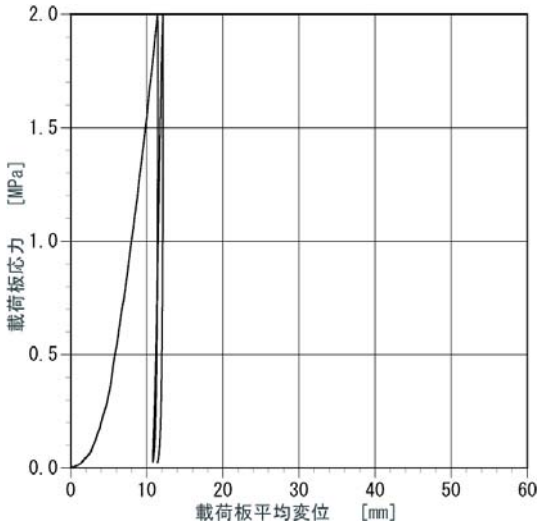


図 2-35 ケース-11（5 号砕石 100%の場合）

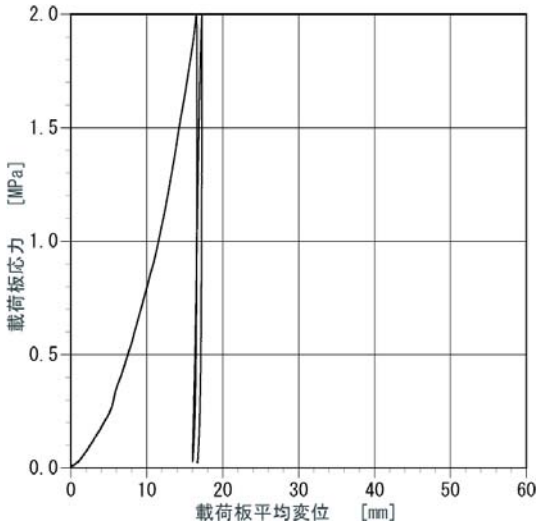


図 2-36 ケース-12（5 号砕石 70%の場合）

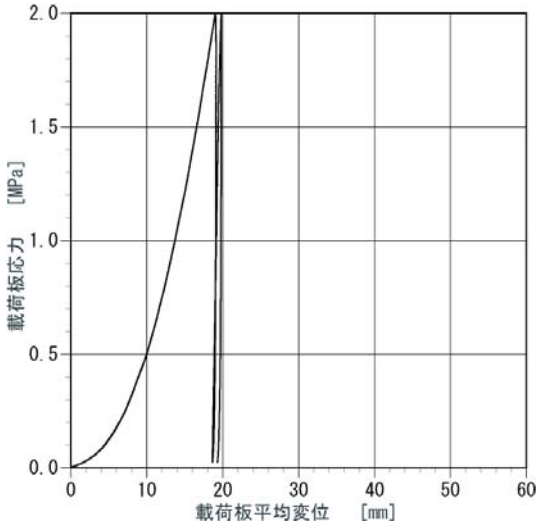


図 2-37 ケース-13（5 号砕石 50%の場合）

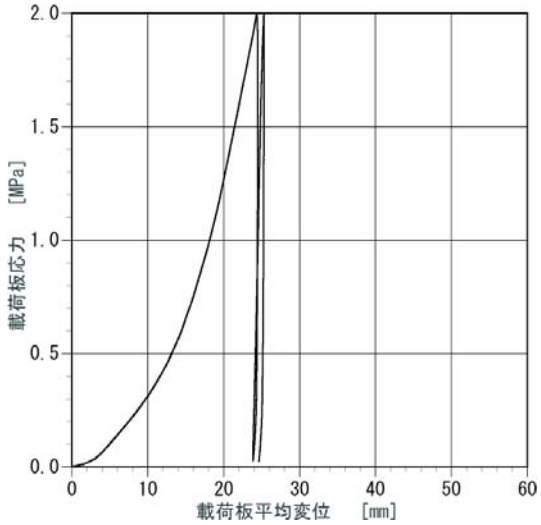


図 2-38 ケース-14（5 号砕石 30%の場合）

（６）数値解析を用いた円板載荷試験による砕石の変形特性の検討

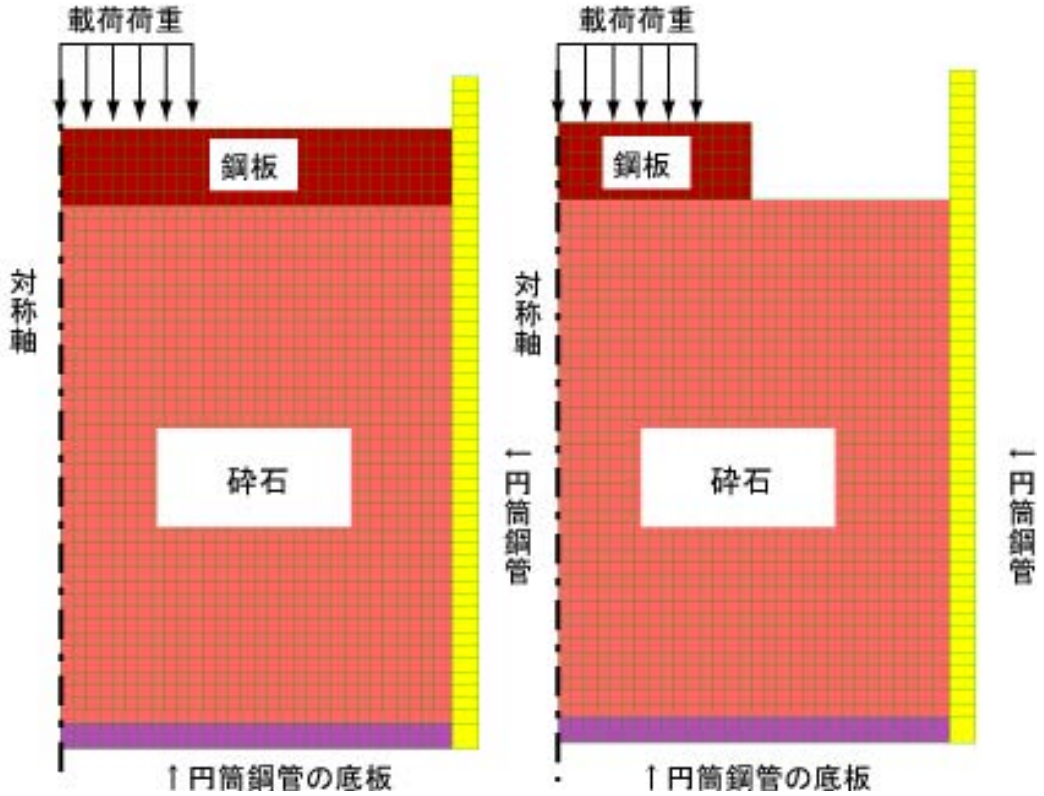
１）解析の目的

裏込めを考慮した坑道の安定性と岩石利用セグメントの支保設計を行うためには裏込め時の砕石の変形特性である弾性係数とポアソン比が必要となる。本報告で実施している円板載荷試験の載荷応力と変位の計測データから直接にこれらを求めることは難しい。そこで，円板載荷試験の砕石と載荷板と鋼管を直接モデル化し，砕石の弾性係数をパラメータとして数値解析した載荷板の変形量と実際の計測値の変形量を比較することで砕石の弾性係数を推定することとする。

２）円板載荷試験の数値解析モデル

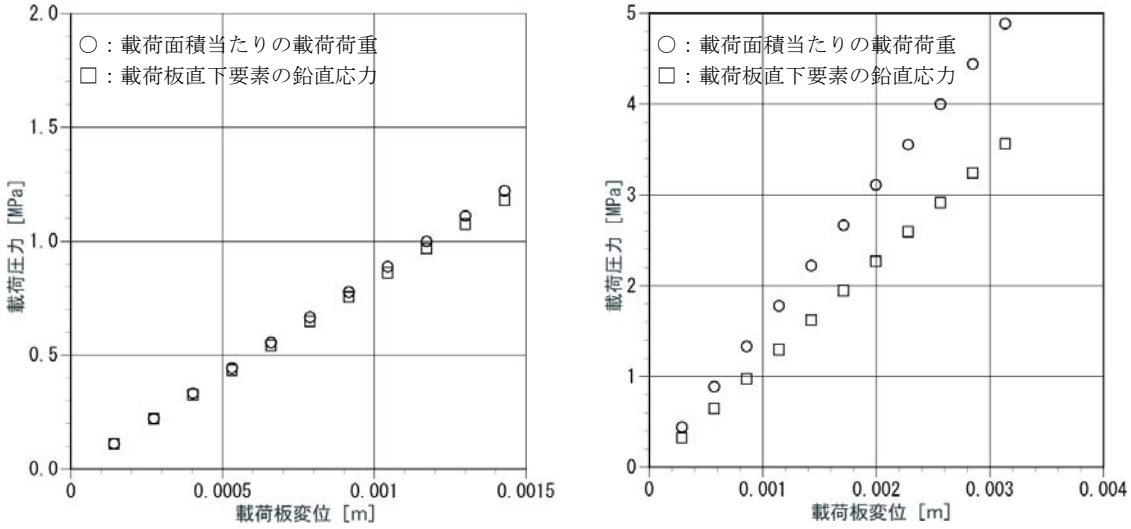
砕石厚さ h200mm でφ300mm とφ150mm の円板載荷試験の解析モデルを図 2-39 に示す。解析モデルは対称性を考慮して軸対称解析とした。鋼管および載荷板は鋼製とした。また，鋼管・載荷板と砕石の間のせん断応力の伝達は小さいとするためインターフェース要素でモデル化した。

載荷板への荷重は対称軸より 50mm の範囲の載荷板上面に垂直応力を作用させた。このため，載荷板から砕石に伝達する載荷応力は，載荷板面積当たりの載荷荷重と，載荷板直下要素の鉛直応力の平均値を考えることができる。その解析結果の例を図 2-40 に示す。載荷板φ300mm のときは差が小さいが，φ150mm のときは載荷されていない面の砕石が隆起し力が逃げるためその差が大きいことがわかる。



(a) 載荷板径：300mm，砕石厚さ 200mm　　(b) 載荷板径：150mm，砕石厚さ 200mm

図 2-39　解析に用いた円板載荷試験の軸対称モデル



（a）載荷板径：300mm，砕石厚さ 200mm　　（b）載荷板径：150mm，砕石厚さ 200mm

図 2-40　解析における載荷応力と載荷板変位

3）坑道の安定性と支保設計に用いる裏込め砕石の弾性係数の算定

坑道の安定性と支保設計に用いる裏込め砕石の弾性係数の算定には，初期載荷時の変形量が小さなケース 11 の 5 号混合砕石 100%場合の試験結果を用いることとする。

実験は砕石厚さ 200mm でφ300mm の円板載荷試験であり，解析モデルは図 2-39(a)となる。

載荷板変位と載荷応力の関係は，載荷時の砕石と載荷板，載荷板とピストン，ピストンとロードセルの接触が十分馴染んで直線関係となる載荷圧 1.0～1.5MPa 区間における直線近似として求めることとした。その条件と得られた近似式の結果を図 2-41 に示す。図中の近似式より，載荷応力 0～2MPa の載荷板変位は 7.3mm となる。

図 2-39(a)の解析モデルによる弾性係数をパラメータとした解析を実施し，実験の載荷応力 0～2MPa の載荷板変位 7.3mm を再現する弾性係数を求めた。なお，解析ではポアソン比を 0.35 として，実験の載荷圧力のデータは載荷面積比で計算されているので，解析も同様とした。解析により得られた載荷応力と載荷板変位を図 2-42 に示す。図に示されるように，弾性係数 E は 30MPa であることがわかる。なお，初期の低荷重レベルでの変形性が高い状況（図 2-41 中の○で囲った部分）については，現状考慮されていないが，今後この性質を改善する方策を検討したい。

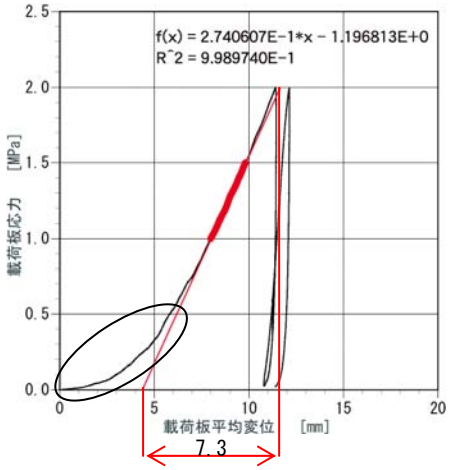


図 2-41　試験の載荷応力と載荷板変位

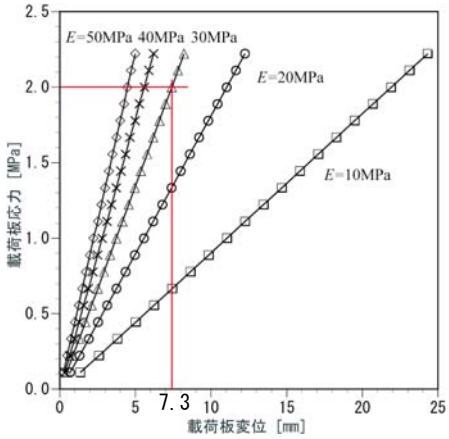


図 2-42　解析による載荷応力と載荷板変位

２．４．４　岩石利用セグメント支保工の曲げ特性把握のための試験

（１）試験の概要

岩石利用セグメントを組み上げたときの自重によって，あるいは，偏圧が作用することによって，岩石利用セグメントには曲げモーメントが作用する。そこで，岩石利用セグメント単体の基本的な曲げ特性を把握するために「JIS A 1106 コンクリートの曲げ強度試験方法」に準じて曲げ試験を実施した。

セグメントの基本形状は，内径 5,000mm，幅 500mm，厚さ 100mm，曲率半径 2,500mm，材質 SS400 であり，曲げ試験に使用した供試体は，**図 2-43** に示した鋼製枠に岩石ブロックと低アルカリ性モルタルを中詰めしたものである。また，供試体の作成時と打設直後の状況を**写真 2-53** と**写真 2-54** に示す。

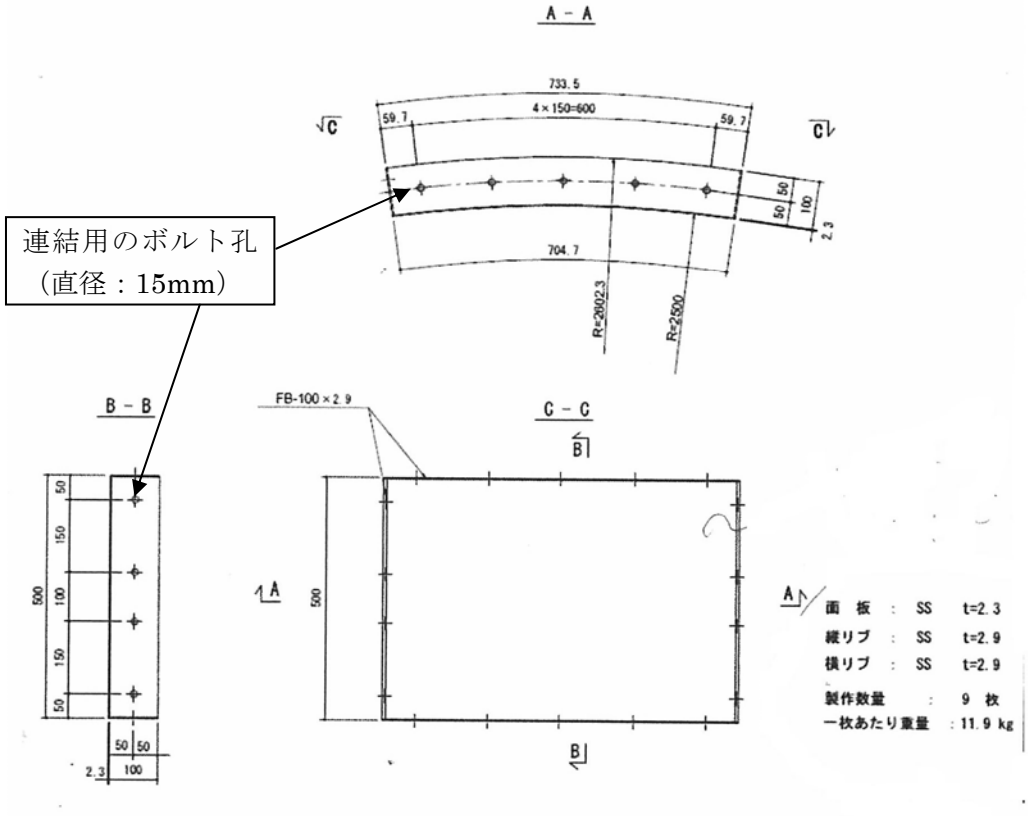


図 2-43　曲げ試験体概要図

写真 2-53　供試体の作成状況

写真 2-54　打設完了直後の状況

単体の曲げ試験の載荷は打設後，材齢約 40 日の時に行った。そして，図 2-44 と図 2-45 に示すように，空洞側に引張り応力が生じる曲げ（以下，正曲げ）と，地山側に引張り応力が生じる曲げ（以下，負曲げ）を発生させる 2 通りの載荷とした。「JIS A 1106 コンクリートの曲げ強度試験方法」に準じて単純支持とし，支間中央部において載荷点間を 240mm として 2 点集中載荷で行った。

供試体の変位計測に関して，鋼製枠に接着剤でブラケットを取り付け，ブラケットの鉛直方向の変位を変位計によって計測した。鉛直変位の計測箇所は，供試体の側面において手前側と奥側をそれぞれ計測するものとして，支点近傍 4 箇所（図 2-44，図 2-45 中の CDP-1，CDP-4，CDP-3，CDP-6），中央部 2 箇所（図 2-44，図 2-45 中の CDP-2，CDP-5）の計 6

点とした。ここで，支点近傍を計測したのは，支点近傍の変位が載荷時の供試体の剛体移動を表すと考えたためである。載荷前の状況を**写真 2-55**，**写真 2-56** に示す。

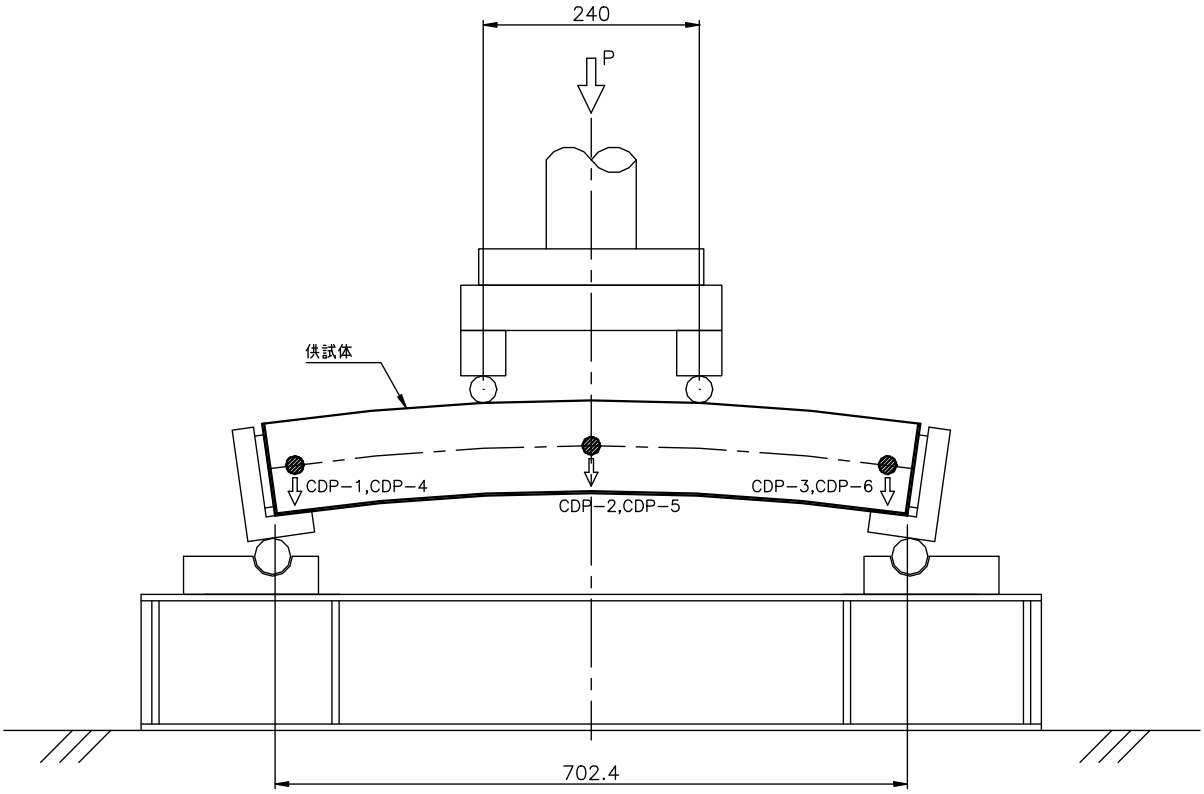


図 2-44　正曲げの試験概要図

写真 2-55　正曲げ載荷時の状況

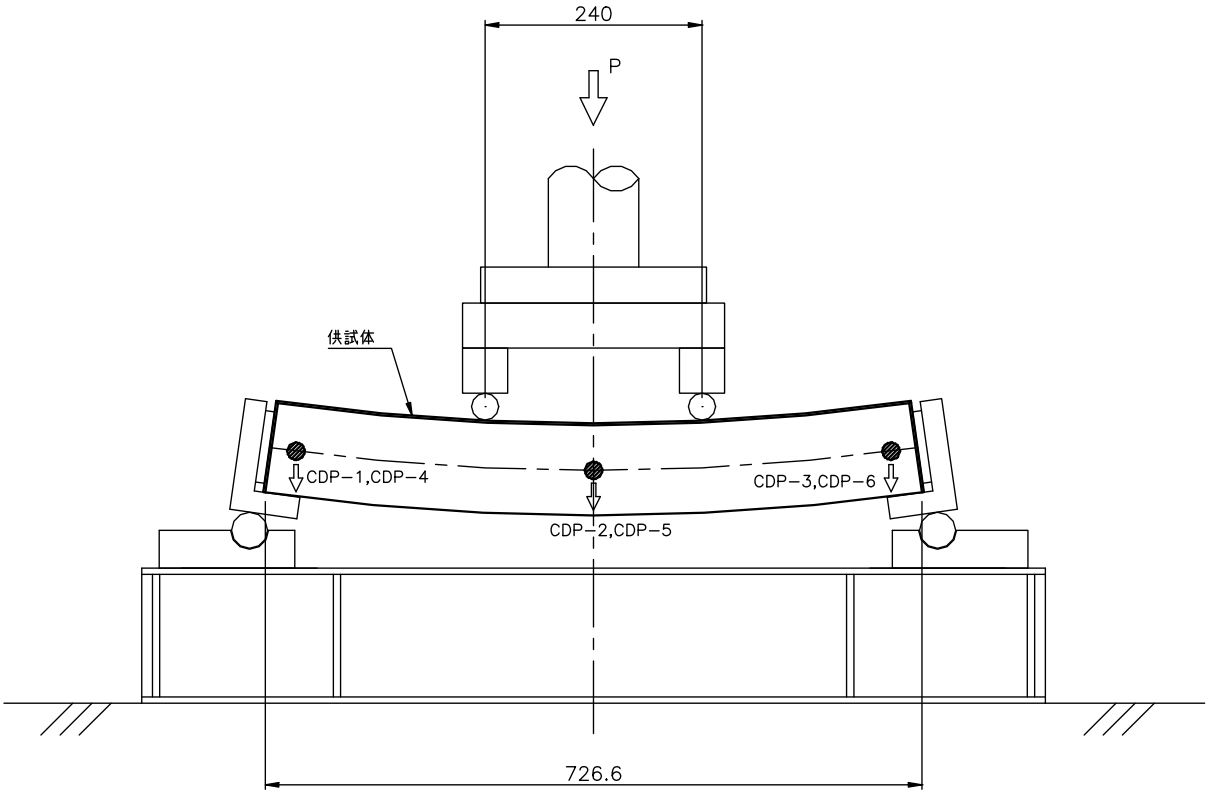


図 2-45　負曲げの試験概要図

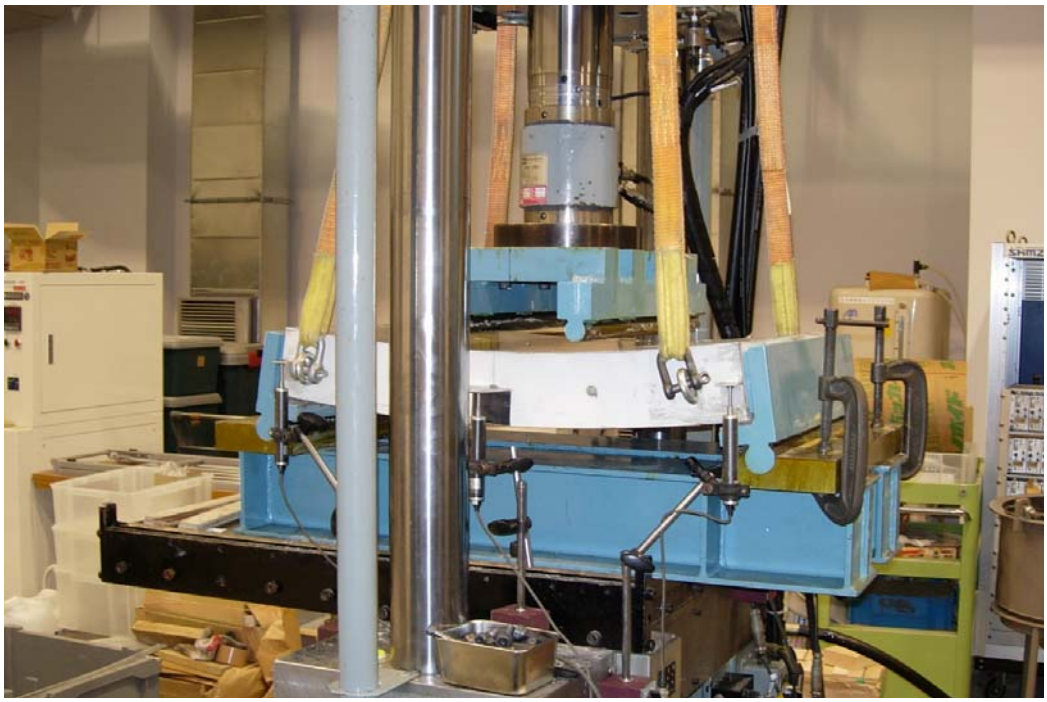


写真 2-56　負曲げ載荷時の状況

試験数量は,正曲げに対して 3 体,負曲げに対しても 3 体とした。載荷方向と材齢を表 2-19 に示す。また，載荷速度は，載荷ピストンの変位制御として変位速度を 1mm/分とした。

載荷終了後には，鋼製枠を解体して，中詰めの破壊状況について目視観察を行った。

表 2-19　載荷方向と材齢

供試体番号	載荷方向	材齢（日）
A-1	正曲げ	39
A-2	負曲げ	40
A-3	負曲げ	41
B-1	正曲げ	40
B-2	負曲げ	41
B-3	正曲げ	42

（2）自重による最大曲げモーメントに相当する作用荷重

岩石利用セグメントを円形に組み上げた時に，自重によってセグメントには曲げモーメントが生じる。よって，自重による最大曲げモーメントに相当する荷重を曲げ試験時の荷重の参考値とすることにした。

1）断面力の算定

セグメントの厚さ：セグメントの厚さ：h=100mm

セグメントの内径：R=2,500mm

セグメントの単位円周長さあたりの自重：

$$w=2.5\times10^{-5}\mathrm{N/mm^3}\times500\mathrm{mm}\times100\mathrm{mm}=1.25\mathrm{N/mm}$$

図心位置の半径：Rc=2,550mm

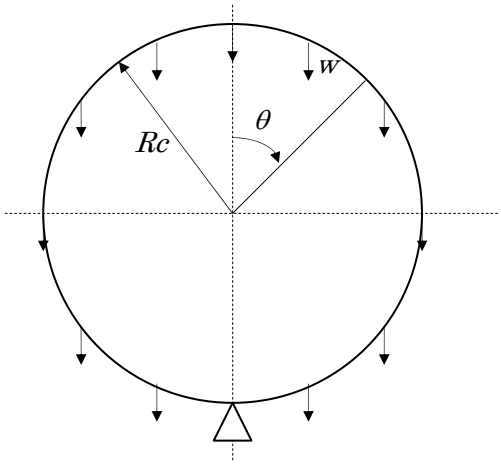


図 2-46　断面力算定のモデル図

図 2-47 に示すように，セグメントを円形に組み上げた時の自重による曲げモーメント M は，リングの公式[6] を参考にすると**式（2-2）**により求められる。なお，式の導出については付録Ｖを参照されたい。

$$M = \frac{1}{2} w R_c^2 (2 - \cos\theta - 2\theta \sin\theta) \qquad \text{式（2-2）}$$

ここに，曲げモーメント M は，内引張りが正である。

岩石利用セグメントの自重による曲げモーメントを，**図 2-47** に示す。そして，正曲げ（内引張り）の最大曲げモーメント M_1 は，1.22×10^7（N･mm）。また，負曲げ（外引張り）の最大曲げモーメント M_2 は，5.21×10^6（N･mm）となることがわかった。

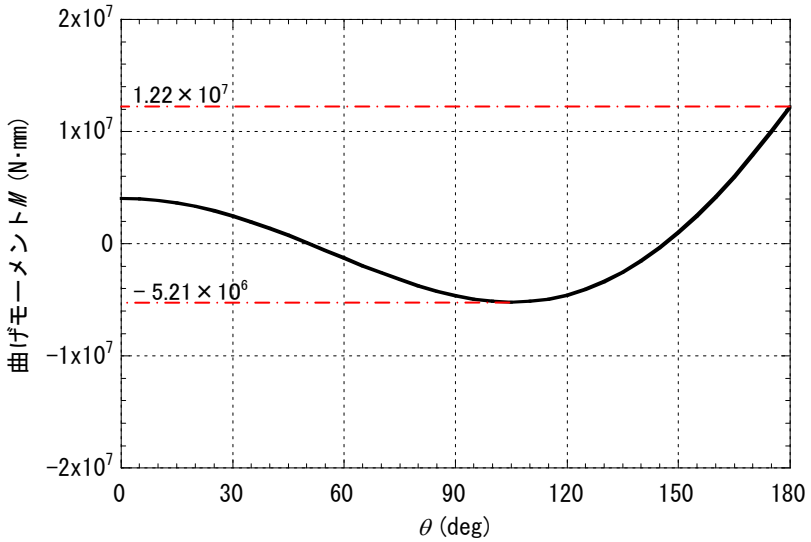


図 2-47　自重により生じる曲げモーメント図

２）最大曲げモーメントに相当する荷重の算定

正曲げの試験において，**図 2-44** のように載荷したとき，供試体に正の最大曲げモーメント M_1 が生じるときの荷重 P_1 は，**式（2-3）**のようになる。

$$P_1 = 2\times\frac{M_1}{l} = 2\times\frac{1.22\times10^7}{\frac{1}{2}(702.4-240)} = 106\times10^3 \ \text{（N）} \qquad \text{式（2-3）}$$

同様にして，負曲げの試験において，**図 2-45** のように載荷するものとしたとき，負の最大曲げモーメント M_2 が生じるときの荷重の合計 P_2 は，**式（2-4）**ようになる。

$$P_2 = 2\times\frac{M_2}{l} = 2\times\frac{5.21\times10^6}{\frac{1}{2}(726.6-240)} = 42.8\times10^3 \ \text{（N）} \qquad \text{式（2-4）}$$

よって，正曲げの試験において荷重 P_1 以上，負曲げの試験において荷重 P_2 以上与えても供試体が耐力を保持していれば，円形に組んだときにセグメントは自重により壊れないと考えられる。

（３）試験結果

１）正曲げ

供試体 A-1，B-1，B-3 の荷重－鉛直変位の関係を**図 2-48**～**図 2-50** に示す。なお，これらの図では下向きの鉛直変位を正としている。

図 2-48～**図 2-50** において，支点近傍の変位（CDP-1，CDP-3，CDP-4，CDP-6）が供試体の鉛直方向の剛体移動を示すものとして，支間中央部の鉛直変位（CDP-2，CDP-5）の平均値から支点近傍の鉛直変位の平均値を引くことにより，載荷に伴う供試体の実質的な変位量を算定した。剛体移動の補正を行った後の荷重－鉛直変位の関係を**図 2-51** に示す。

図 2-51 によると，載荷開始直後から荷重は直線的に増加して，約 60～80kN に達したとき，一旦，荷重が落ちている。その後，鉛直変位が約 1mm 以上になると，再び，荷重が増加していることがわかる。ただし，荷重が一度落ちた後の供試体の剛性は，載荷初期に比べると減少している。また，2.4.4(2) 2) 項にて求めた正曲げの最大曲げモーメント M_1 に相当する荷重 P_1=106kN を越えてもセグメントは曲げ耐力を有していた。

さらに載荷を進めた結果，荷重が約 210～270kN に至ったときに終局耐力に達したと思われる。試験終了後の供試体の状況を**写真 2-57**～**写真 2-59** に示すが，最終的には，中詰めのモルタルの圧壊，および鋼製枠の縦リブの曲げ座屈により，セグメントが曲げ耐力を失ったことがわかる。

試験終了後，鋼製枠の面板と縦リブを切断して，中詰めの複合材料の破壊状況の目視観察を行った。鋼製枠撤去後の複合材料の状況を**写真 2-60**～**写真 2-62** に示す。なお，ここでは，ひび割れを強調するためにマジックインキを用いて，ひび割れをなぞっている。これらの写真より，曲げによるひび割れが 3～4 本発生していることがわかる。**写真 2-63**～**写真 2-65** に示すように，ひび割れは岩石ブロック間のモルタル部分に発生しており，モルタルと岩石ブロックの境界面に沿って発生していることが確認できた。

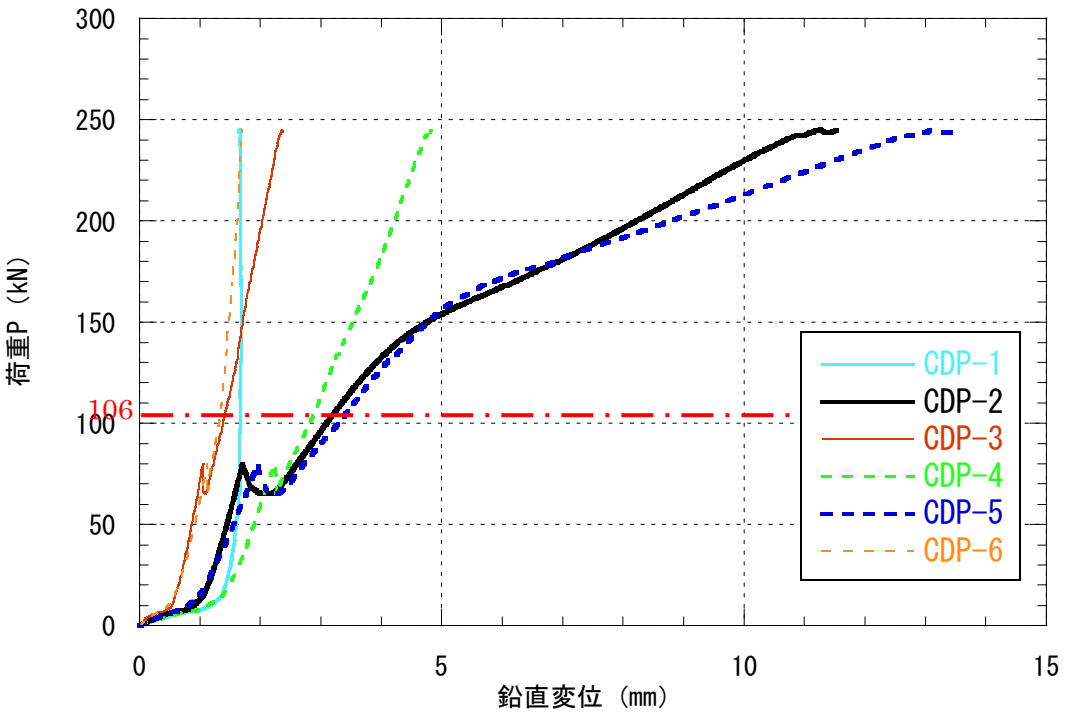


図 2-48　荷重ー鉛直変位の関係（A-1：正曲げ）

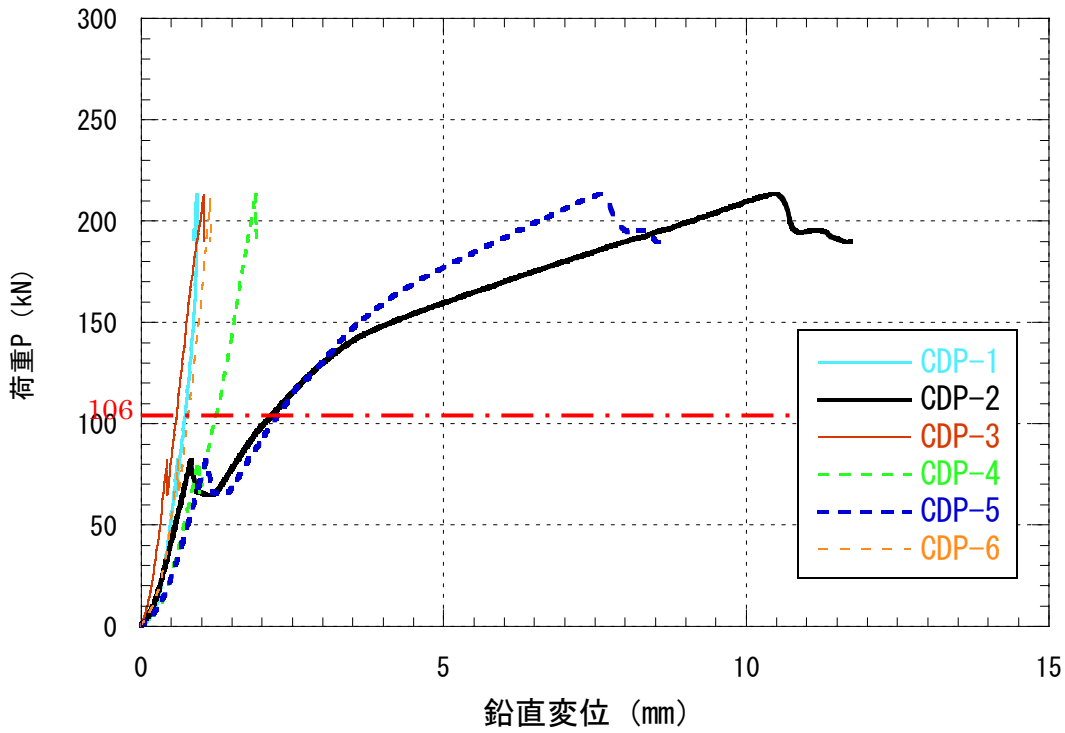


図 2-49　荷重ー鉛直変位の関係（B-1：正曲げ）

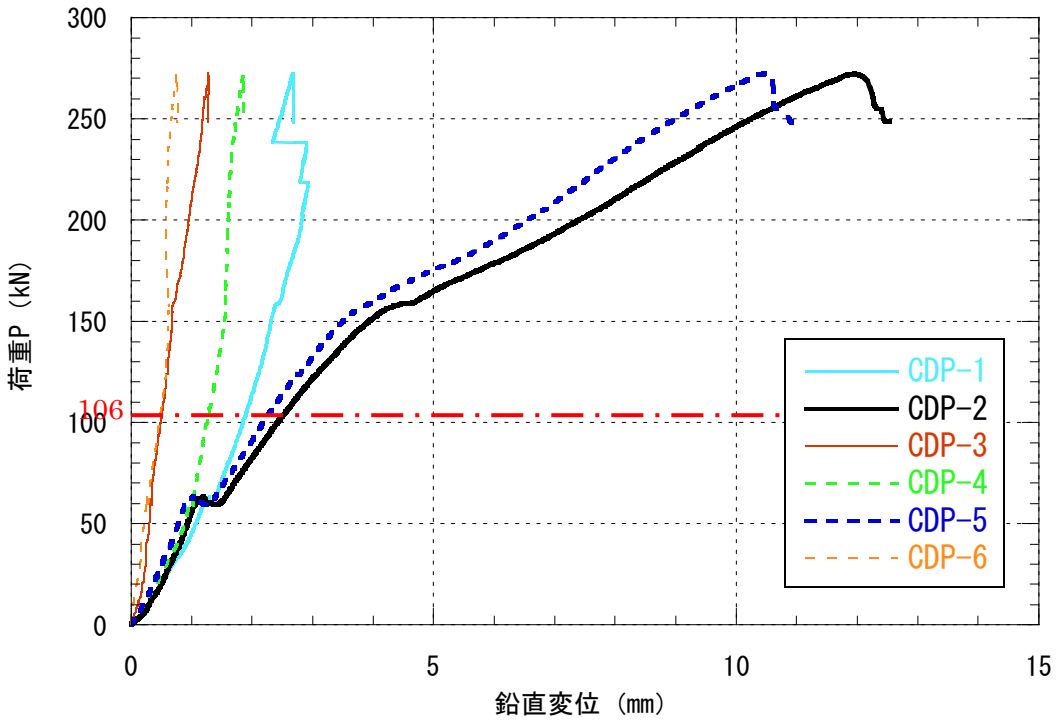


図 2-50　荷重－鉛直変位の関係（B-3：正曲げ）

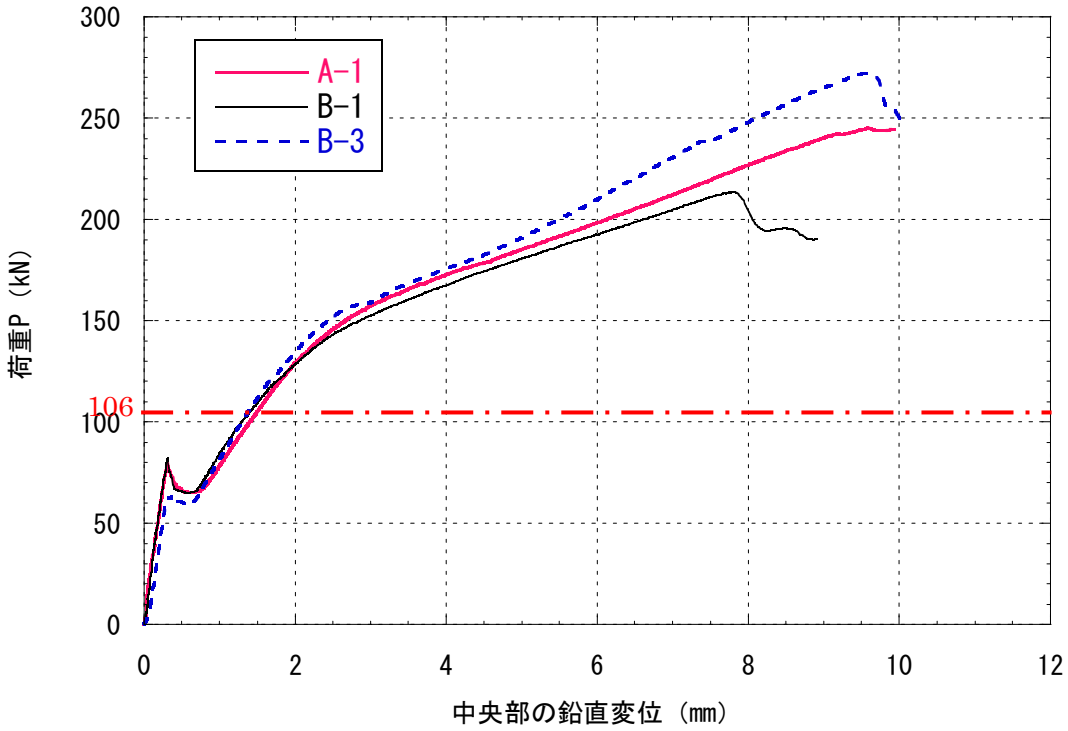


図 2-51　荷重－鉛直変位の関係（正曲げ，補正後）

写真 2-57　正曲げ試験終了後の供試体（A-1）

写真 2-58　正曲げ試験終了後の供試体（B-1）

写真 2-59　正曲げ試験終了後の供試体（B-3）

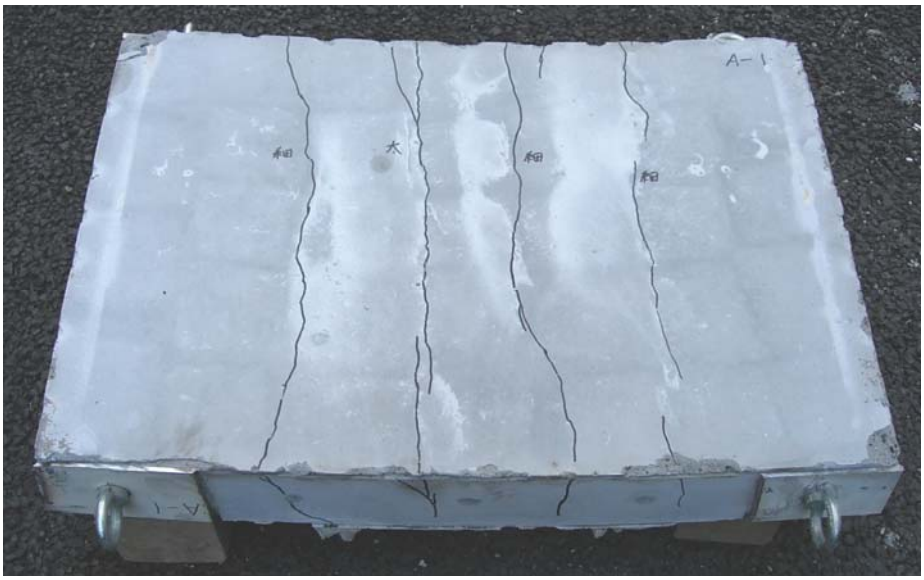


写真 2-60　複合材料の正曲げ破壊状況（A-1）

写真 2-61　複合材料の正曲げ破壊状況（B-1）

写真 2-62　複合材料の正曲げ破壊状況（B-3）

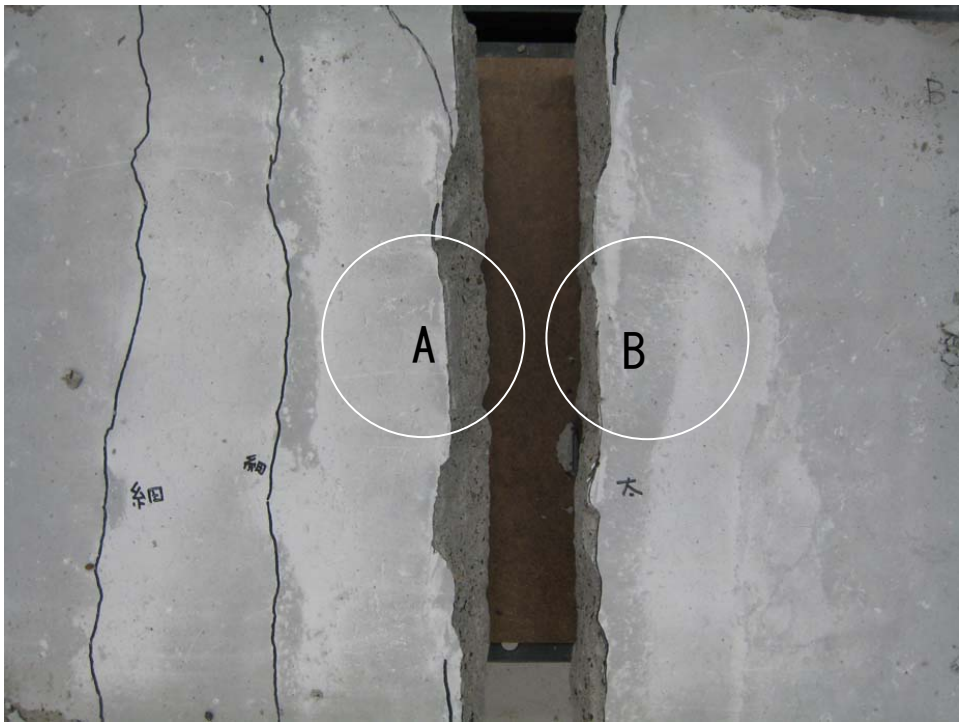


写真 2-63　複合材料の正曲げ破壊状況（B-1）

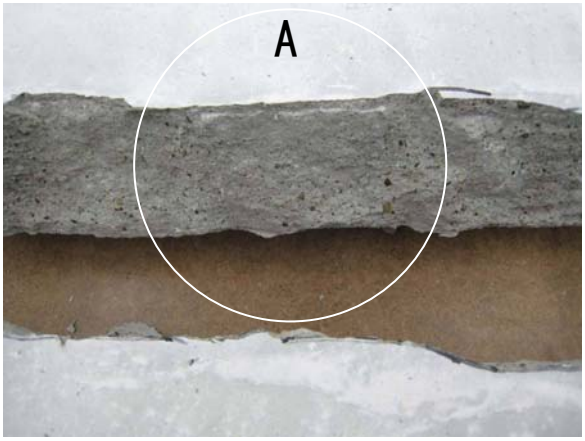


写真 2-64　複合材料の正曲げ破壊状況（B-1）

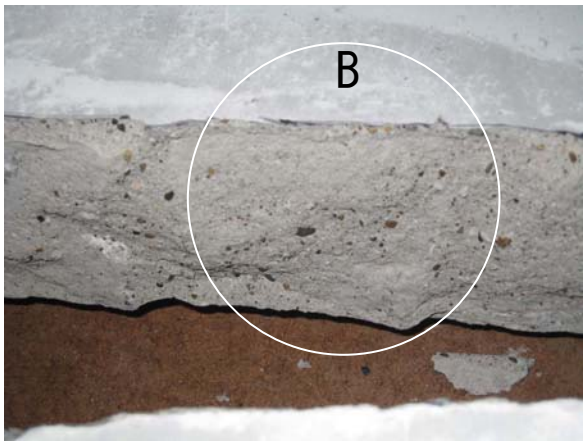


写真 2-65　複合材料の正曲げ破壊状況（B-1）

2）負曲げ

供試体 A-2，A-3，B-2 の荷重－鉛直変位の関係を**図 2-52～図 2-54** に示す。ここでも，正曲げのときと同様に，下向きの鉛直変位を正としている。そして，**図 2-52～図 2-54** により，支間中央部の鉛直変位（CDP-2, CDP-5）の平均値から支点近傍の鉛直変位（CDP-1, CDP-3, CDP-4，CDP-6）の平均値を引くことにより，載荷に伴う供試体の実質的な変位量を算定した。剛体移動の補正を行った後の荷重－鉛直変位の関係を**図 2-55** に示す。

図 2-55 によると，載荷開始直後から荷重は直線的に増加して，約 24～32kN に達したとき，荷重が急激に減少している。このときの状況として，供試体から音を発して中詰めにひび割れが生じ，また，鋼製枠から中詰めがせり出し始めた。その後，荷重－変位曲線はループを描き，再び荷重が増加している。ただし，荷重が回復した後の曲げ剛性は載荷初期よりも低下している。さらに，荷重が 44kN 程度になると，変位は急激に増加していることから，この時点で供試体の終局耐力に達していると思われる。2.4.4(2) 2) 項によると，負曲げの最大モーメント M_2 に相当する荷重 P_2 が 42.8kN であることから，円形に組んだときに負の曲げモーメントに対して，このセグメントは同等の終局耐力があることがわかった。

試験終了後の供試体の状況を**写真 2-66～写真 2-68** に示す。これらの写真から曲げひび割れが，供試体中央に配置された岩石ブロックを避けるようにして 1 本発生していることがわかる。また，試験終了後，鋼製枠の縦リブを切断して，中詰めの複合材料の破壊状況の目視観察を行った。鋼製枠撤去後の複合材料の状況を**写真 2-69～写真 2-71** に示す。これらの写真から，曲げによるひび割れは 1 本発生していることや，そのひび割れが面板まで貫通していることが確認できた。

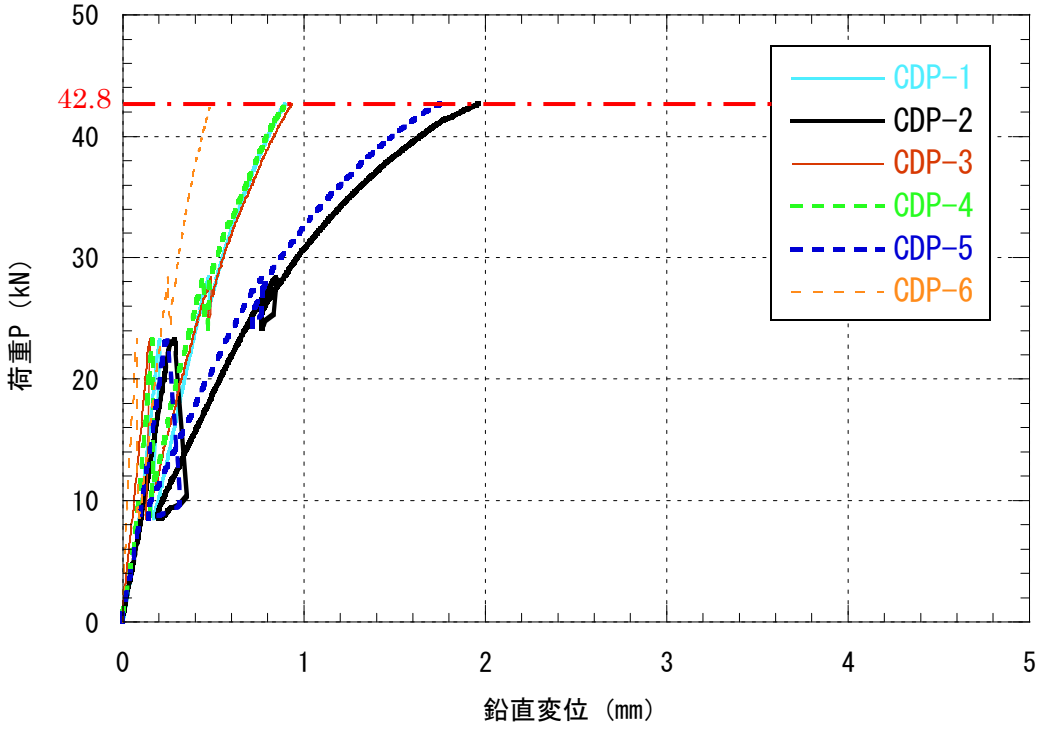


図 2-52　荷重－鉛直変位の関係（A-2：負曲げ）

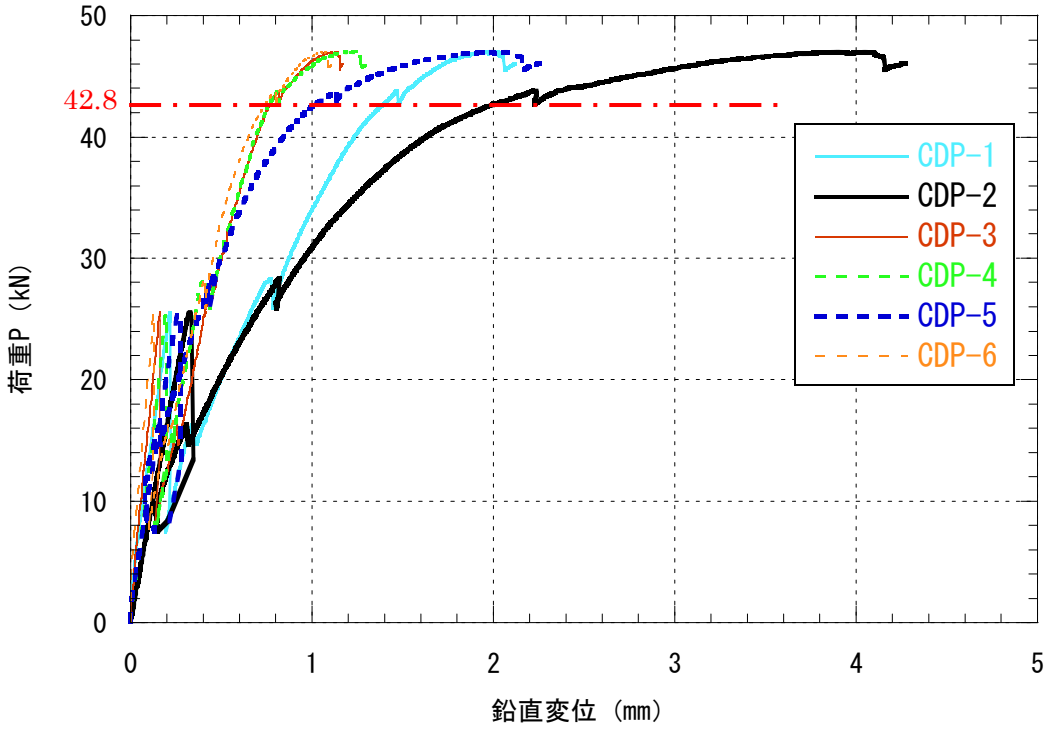


図 2-53　荷重ー鉛直変位の関係（A-3：負曲げ）

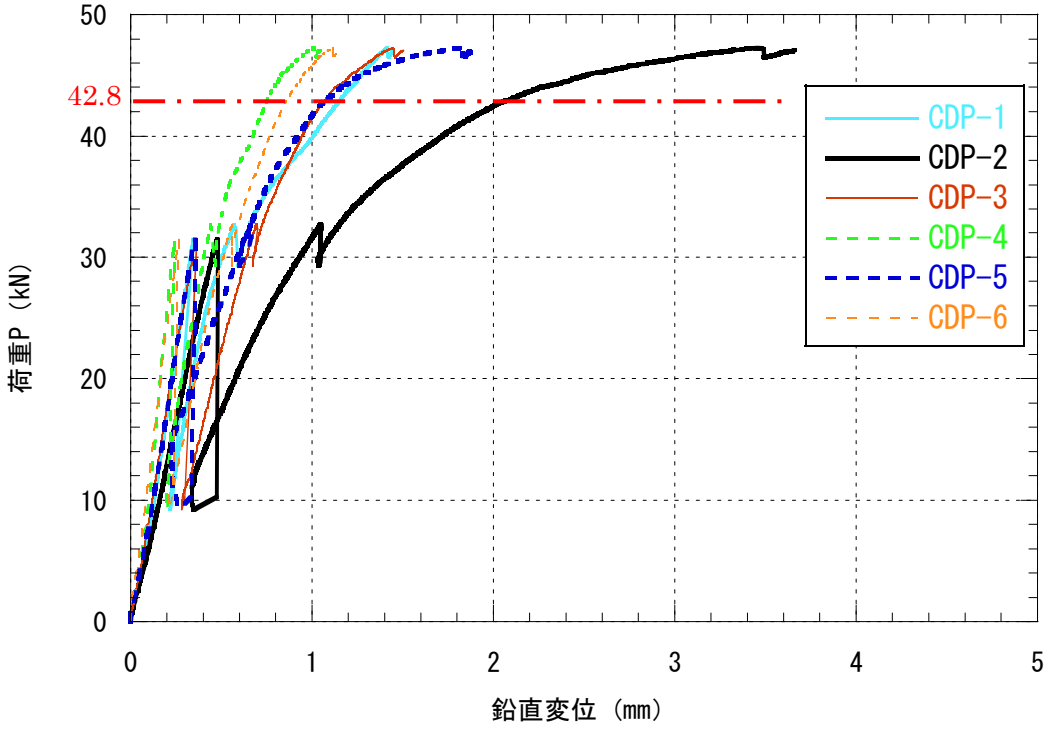


図 2-54　荷重ー鉛直変位の関係（B-2：負曲げ）

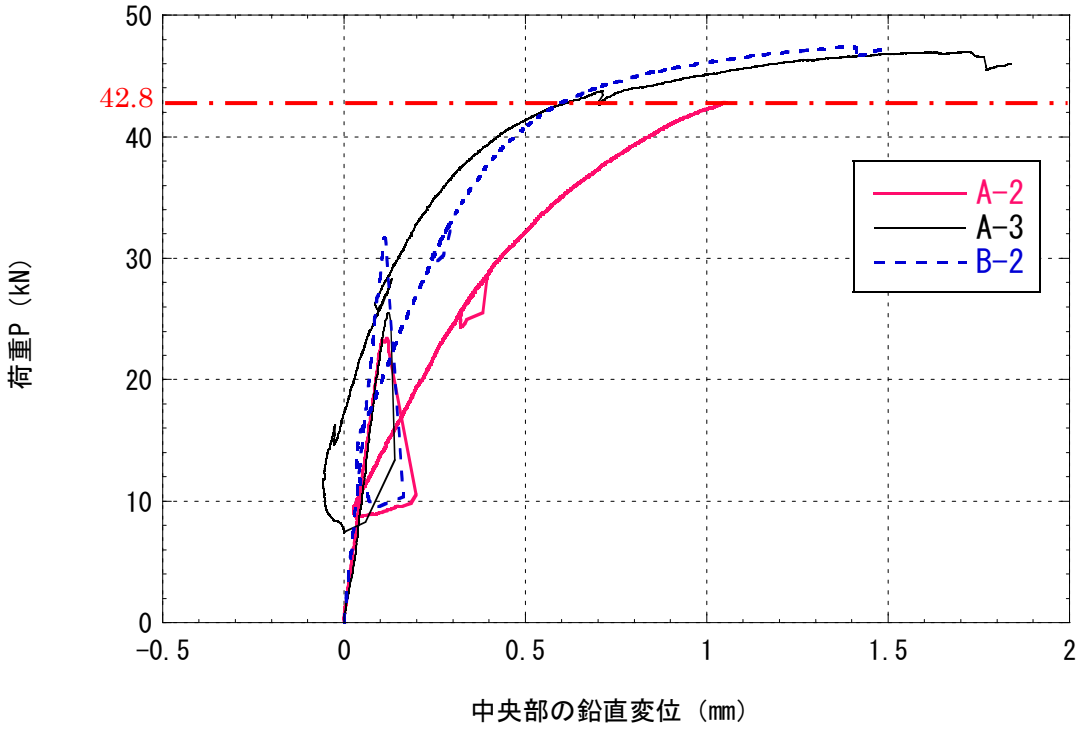


図 2-55　荷重－鉛直変位の関係（負曲げ，補正後）

写真 2-66　負曲げ試験終了後の供試体（A-2）

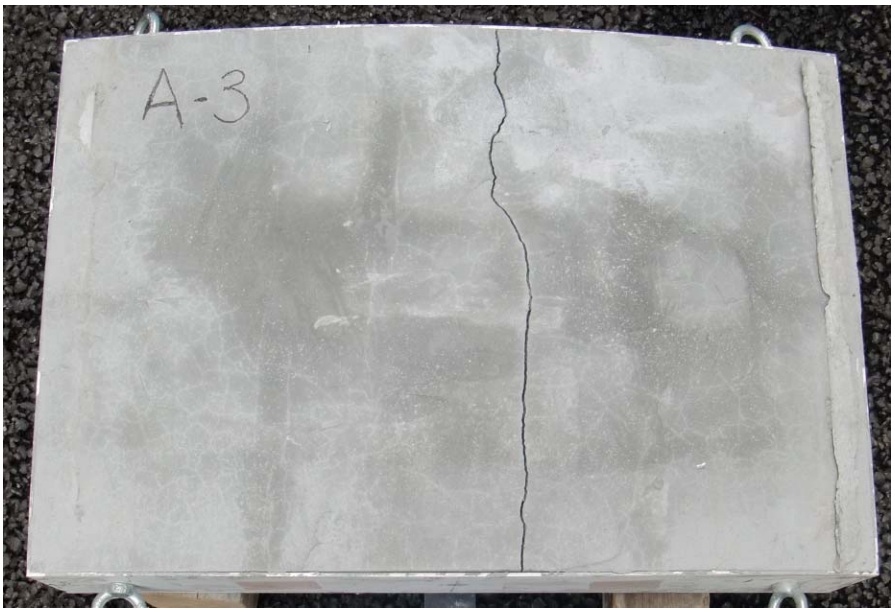


写真 2-67　負曲げ試験終了後の供試体（A-3）

写真 2-68　負曲げ試験終了後の供試体（B-2）

写真 2-69　複合材料の負曲げ破壊状況（A-2）

写真 2-70　複合材料の負曲げ破壊状況（A-3）

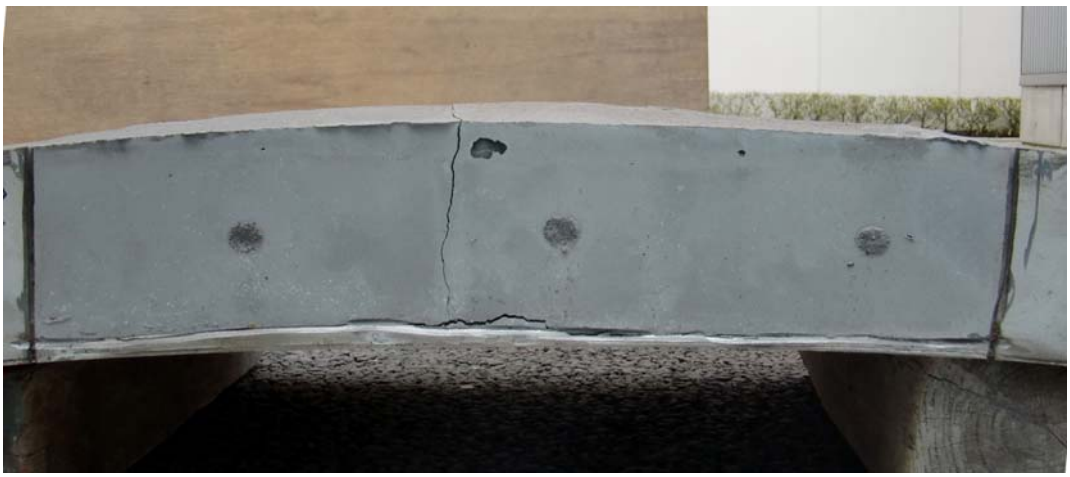


写真 2-71　複合材料の負曲げ破壊状況（B-3）

4）考察

岩石利用セグメントの中詰めに使用した岩石ブロックと低アルカリ性モルタルによる複合材料は，通常のコンクリートと同様に引張強度をほとんど持たないことから，複合材料だけでセグメントに曲げ耐力を発揮させることはできない。つまり，セグメントが曲げ耐力を持つ条件として，他の部材（鋼製の面板や縦リブ等）が引張りに抵抗する必要がある。ただし，今回の試験で使用した鋼製枠は，元々，セグメントの製作性を調査するために作成されたものであり，曲げ耐力を発揮することを期待して部材設計されていなかった。

鋼製枠に対して曲げ耐力を期待して設計していたわけではなかったが，正曲げの試験において曲げ耐力を発揮することができたのは，縦リブが曲げモーメントに抵抗したこと，および，面板と中詰めとの間の付着力が保持できたため，鉄筋コンクリートと同様の原理で中詰めが曲げ圧縮，面板が曲げ引張に抵抗して曲げ耐力を発揮できたためと考えられる。したがって，正曲げに対しては，面板と中詰めの間の付着が曲げの終局耐力まで保持できれば，鉄筋コンクリートの設計法が応用できると思われる。

負曲げに関して，今回の試験で曲げ引張りに抵抗できたのは縦リブのみであるが，この縦リブは，曲げ試験を考慮して設計されたものではなかった。結果として，終局耐力は円形に組み上げた時の最大曲げモーメントと同等となった。したがって，負曲げに対しては，縦リブのみで負の曲げモーメントに抵抗できるように部材の設計を行うか，セグメントを円形に組み上げたときにセグメントに曲げモーメントを生じさせないような把持装置を使って施工するなどの工夫が必要である。

なお，本研究では，セグメントを円形に組み上げた時の自重による最大曲げモーメントは底盤一点固定の断面力算定モデルにより算定している。実際の施工ではセグメントと地山との間に砕石などを敷き詰めることを検討している。地山とセグメントとの空隙を砕石で充填することにより，地盤からの反力が分布荷重としてセグメントに作用し，セグメントの曲げ変形を抑制することとなり，底盤部一点で支える条件とはならない。ここでは，より厳しい条件で評価を行ったことに留意されたい。参考までに付録Ⅵに地山とセグメントの間の空隙に砕石を充填したケースについて発生曲げモーメントを算出した。これでもわかる通り，一点固定ケースは最も厳しい条件と言える。

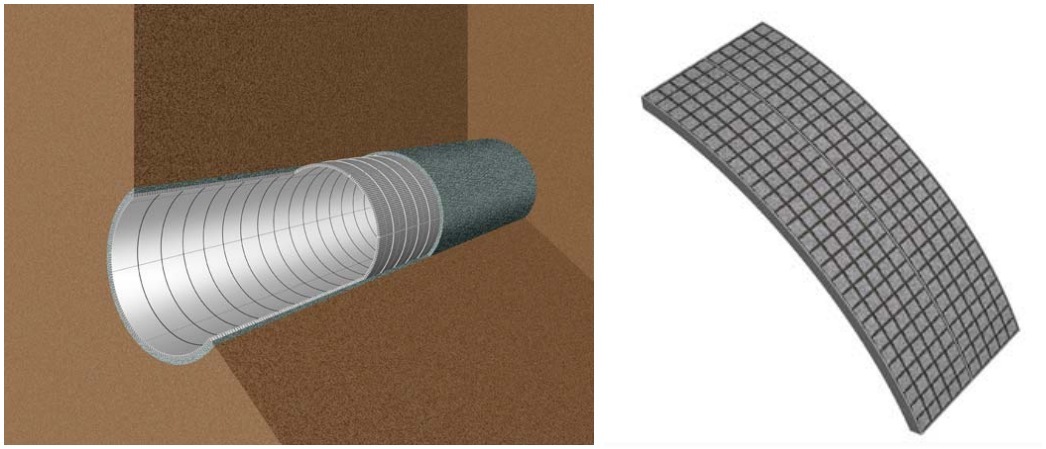
２．５　代替支保構造を用いた支保設計

２．５．１　岩石利用セグメント支保工の支保仕様の設定

本節では，岩石利用セグメント支保工を HLW の地層処分施設の処分坑道に適用した場合の部材仕様を設定し，その仕様に対して処分坑道の安定解析を行った。そして，本解析結果および岩石・モルタル複合材料試験の結果から，岩石利用セグメントのセメント使用量の低減について検討を行った。

（１）部材仕様の設定

岩石利用セグメントは**図 2-6**（再掲）に示すように鋼製枠と花崗岩等の岩石ブロックを組み合わせた複合セグメントである。今回の検討では，薄肉化することによるメリットも考慮して，セグメントの鋼製枠は，材質 SS400，**図 2-56** に示す主桁高さ 100mm，主桁厚 3.2mm，幅 1000mm とし，セグメントの断面仕様を内径 5,000mm，幅 1,000mm，厚さ 100mm に設定した。

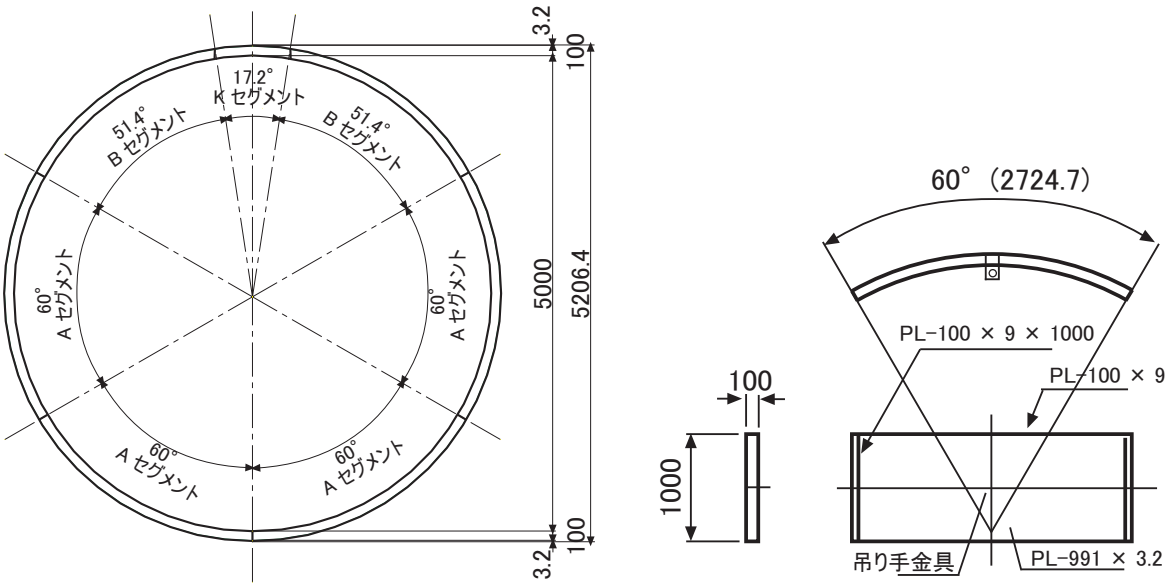


(a) 全体図　　(b) セグメント部

図 2-6　岩石利用セグメントの概要図

（２）解析方法

このセグメントの断面仕様に対して，坑道の安定解析を特性曲線法による二次元解析により行った。解析条件は，**表 2-20** に示される「第 2 次取りまとめ」[1] の軟岩系岩盤の地山条件の SR-C の物性値を設定した。解析モデルを**図 2-57** に示す。深度は 500m とし，地山を弾塑性材料でモデル化した。



(a) 全体図　　(b) A セグメント図

図 2-56　岩石利用セグメントの断面仕様

表 2-20　軟岩系岩盤およびセグメントの物性値

軟岩系岩盤	SR-C	
一軸圧縮強度	qu[MPa]	15
引張強度	σt[MPa]	2.1
弾性係数	E[MPa]	3,500
粘着力	C[MPa]	3.0
内部摩擦角	φ[deg]	28
ポアソン比	ν	0.3
有効間隙率	Ne[%]	30
飽和密度	ρ[Mgm^{-3}]	2.20
セグメント		
等価弾性係数	Eeq[GPa]	10

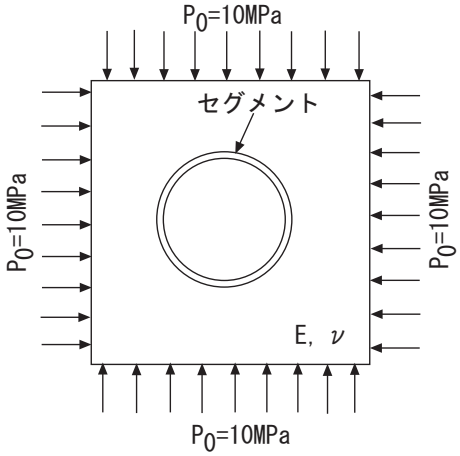


図 2-57　解析モデル図

（3）解析結果

解析結果を図 2-58 に示す。セグメント物性として岩石とモルタルの等価弾性係数を 10GPa と仮定して計算を行った。10GPa とした根拠は以下の通り。

・岩石ブロック：9cm×9cm×9cm の花崗岩（ピンコロ）を利用

・間詰めモルタル：1cm

セメント：砂を 1：2 の配合とすると一般的に弾性係数：20GPa，一軸圧縮強度：30MPa 程度

岩石ブロックの弾性係数と間詰めモルタル弾性係数をパラメータとして等価弾性係数を求め，岩石の弾性係数を 20GPa 以上とすれば，岩石セグメントの等価弾性係数は 20GPa 以上を確保できると判断し，セメント：砂の配合の影響を考えて，10GPa と仮設定した。

掘削して支保が建て込まれ釣合い状態となる支保工曲線と地山特性曲線との交点からセグメン

トに発生する支保反力を求めた。ここで，支保工曲線は支保に作用する支保反力と地山壁面変位の関係である。地山特性曲線はトンネルを二次元断面に対して理論解析や数値解析手法を用いて，支保が地山を支持する圧力である支保反力と地山壁面変位の関係である。その結果，地山の安定性を確保する条件として，セグメントの圧縮強度は 21.5MPa が必要であることがわかった。

なお，セグメントの圧縮強度は**式(2-5)**より求めた。

$$\sigma = RP_i / t \qquad \text{式(2-5)}$$

ここで，R：掘削半径（2.6m），Pi：支保反力（0.81MPa），t：支保工厚（0.1m）である。

（4）セメント使用量の検討

図 2-59 に示す現在検討されている吹付けコンクリートとロックボルトによる支保工と岩石利用セグメントのセメント使用量を算定した。軟岩系岩盤の竪置きを対象として，「第 2 次取りまとめ」[1] に示された処分坑道の断面仕様およびレイアウトを参考にしてコンクリート使用量を算出し，吹付けコンクリートの単位セメント量を 350kg/m³，モルタルの配合 1：4 のケースの単位セメント量を 369 kg/m³ として，各支保工のセメント使用量に換算した。**表 2-21** にセメント使用量の比較を示す。**表 2-21** より，現在検討されている支保工のセメント使用量に対して，岩石利用セグメントのセメント使用量は 1/20（5%）となることがわかる。なお，低アルカリ性モルタルを使用した場合，**表 2-4** に示すように，低アルカリ性モルタルの単位セメント量は 356kg/m³ となり，配合 1：4 のケースの単位セメント量よりも少なく，同様のセメント使用量の低減効果に加えて，アルカリ低減効果が期待される。

表 2-21　各支保工のセメント使用量の比較

支保形式	ｺﾝｸﾘｰﾄ使用量(m³)	ｾﾒﾝﾄ使用量(ton)
吹付け＋ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ	2,861,059	1,001,371
岩石利用ｾｸﾞﾒﾝﾄ（OPC 使用）	132,822	48,480
岩石利用ｾｸﾞﾒﾝﾄ（HFSC 使用）	132,822	47,285

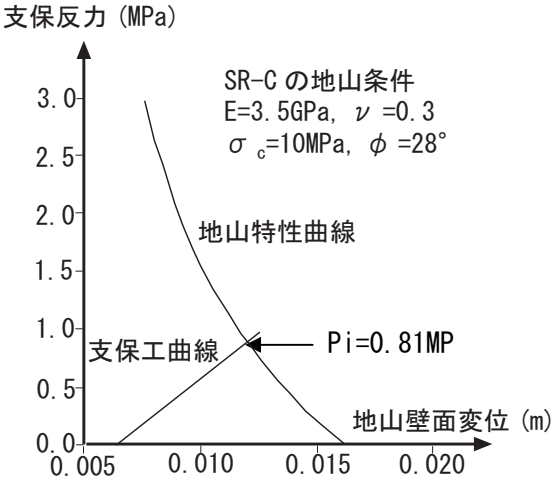
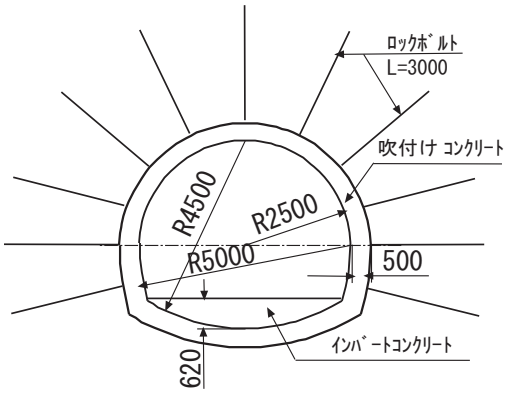
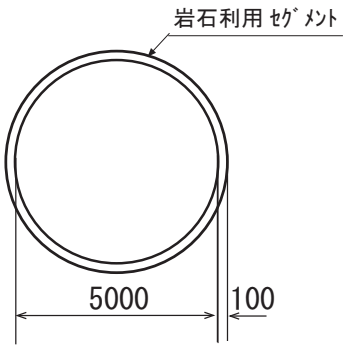


図 2-58　解析結果



(a) 現在検討されている支保工



(b) 岩石利用セグメント

図 2-59　軟岩系岩盤竪置きの処分坑道断面

（5）まとめ

岩石利用セグメントの部材仕様の検討および複合材料の一軸圧縮試験を行った。その結果，深度 500m，軟岩系岩盤の地山条件に対して，厚さ 100mm のセグメントの断面仕様で地山の安定性が確保できることを確認した。また，現在検討されている吹付けコンクリートを主体とした支保工に対して，セメント使用量を大幅に低減できる可能性を示した。

２．５．２　裏込め材の物性を考慮した安定解析

本節では，2.4.1 項と 2.4.3 項において検討された岩石利用セグメントの複合材料の物性と砕石の円板載荷による変形試験から得られた裏込め砕石の物性を用いて，裏込め砕石がある場合の岩石利用セグメントの支保と地山の安定性についての検討を実施する。

（１）検討条件

１）地山条件

2.5.1 項と同様に「第 2 次取りまとめ」[1] の軟岩系岩盤の地山条件の SR-C の物性値を用いることとした。用いた物性を**表 2-22** に示す。

２）岩石利用セグメントと裏込め砕石の物性

解析に用いる岩石利用セグメントの物性と裏込め材の砕石の物性を**表 2-23** に示す。セグメントの弾性係数は複合材料の表 2-11 の一軸圧縮試験結果に基づいて，ケース 4 の最小値レベルの 20GPa とケース 5 の平均値レベルの 30GPa の二種類を設定した。

表 2-22　岩石利用セグメントの解析に用いた地山物性値

JNC2000 軟岩(SR-C)		
弾性係数	MPa	3500.0
ポアソン比	-	0.3
体積弾性係数	MPa	2916.7
せん断弾性係数	MPa	1346.2
内部摩擦角	°	28.0
ダイレイタンシー角	°	14.0
せん断強度	MPa	3.0
一軸圧縮強度	MPa	10.0

表 2-23　解析に用いたセグメントと裏込め砕石の物性値

	弾性係数	ポアソン比
セグメント	30 (GPa)	0.35
	20 (GPa)	0.35
裏込め砕石	30 (MPa)	0.35

３）解析方法と解析モデル

前節では理論解を用いて検討を実施しているが，本節では，岩石利用セグメントと裏込め砕石の二層を考慮することから有限差分法による数値解析を用いることとした。

全体の要素分割図を**図 2-60** に，トンネル近傍の要素分割図を**図 2-61** に示す。

全体の要素分割状況図に示されるように，トンネル壁面から外側境界までの距離をトンネ

ル径の 5 倍としたことより全体は 55m のドーナツ状の形状とした。**図 2-61** に示すように，岩石利用セグメントと裏込め材の砕石はそれぞれ厚さ 10cm の要素で一層ずつとした。

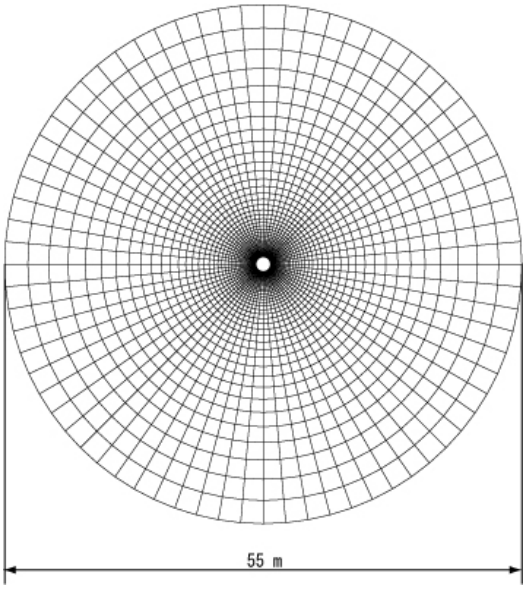


図 2-60　解析に用いた要素分割(全体)図

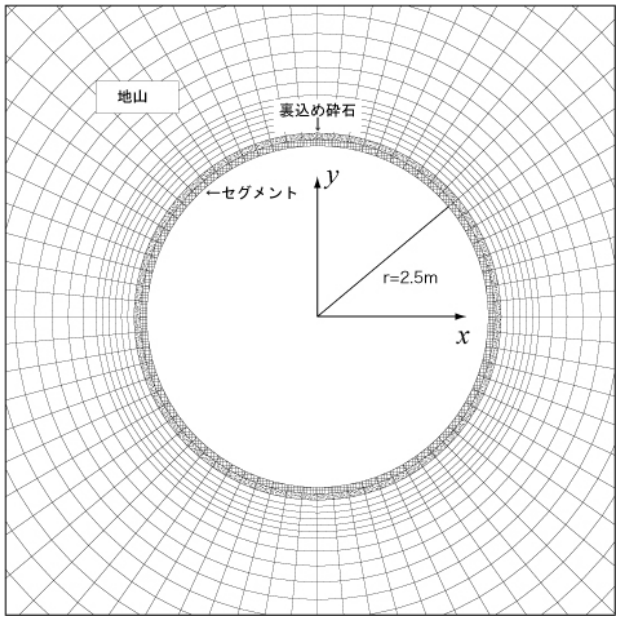


図 2-61　トンネル近傍の要素分割図

4）境界条件と地圧の設定および掘削解放率

変位の拘束条件は**図 2-61** に示される x,y 軸に対してそれぞれ y, x 方向の変位を拘束している。また，地圧(荷重)条件として，外部荷重条件(初期地圧)を**図 2-62** に，内部境界条件(ト

ンネル掘削境界：荷重境界)を図 2-63 に示す。

初期地圧は深度 500m とし，等方圧(Po)10.9MPa とし，掘削解放率は一般に用いられている 60%とした。掘削は 5%ずつ内部荷重を低下させて実施した。

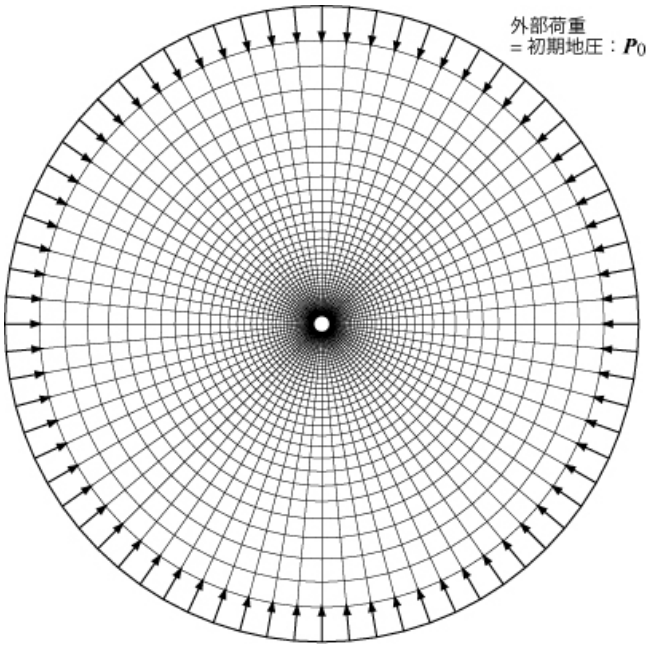


図 2-62　外部荷重条件(初期地圧)

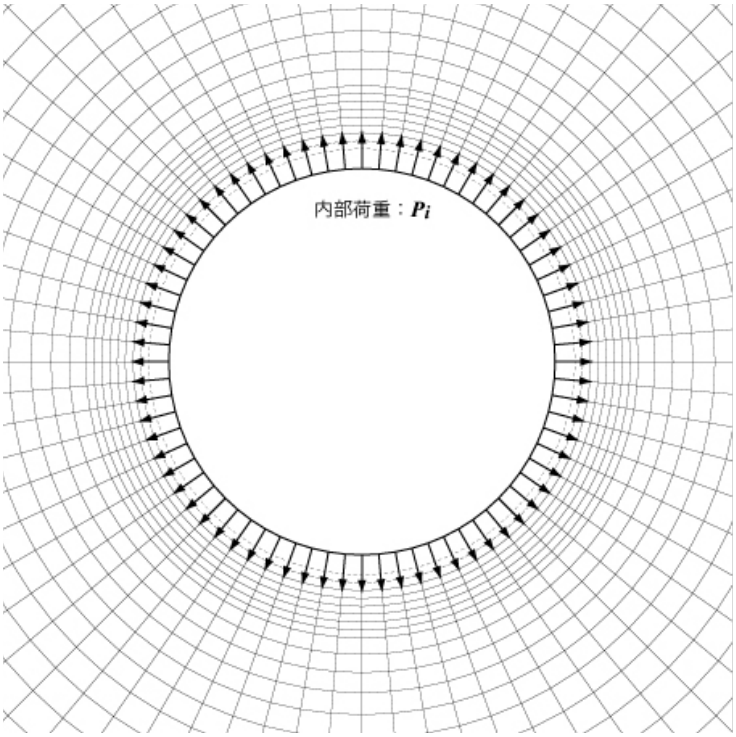


図 2-63　内部境界条件(トンネル掘削境界：荷重境界)

（2）解析結果

数値解析結果として，裏込め材を考慮した岩石利用セグメントの弾性係数が 30GPa の場合のトンネル周辺の変形ベクトル図を**図 2-64** に，最大主応力分布と最小主応力分布を**図 2-65** に示す。

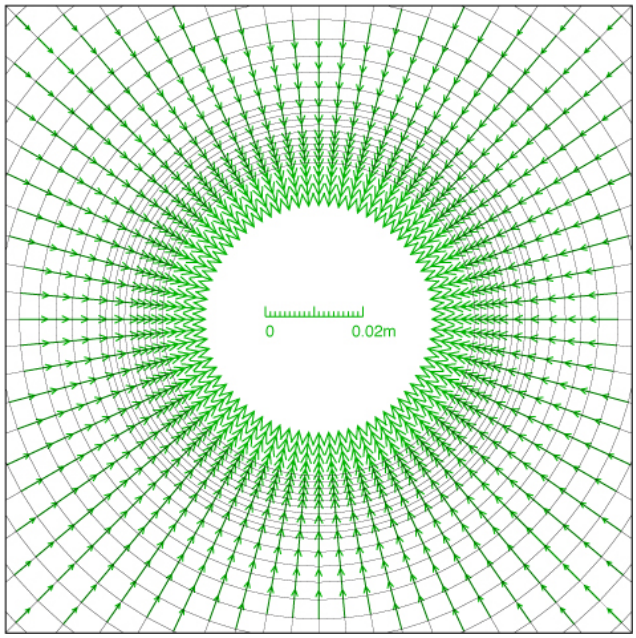
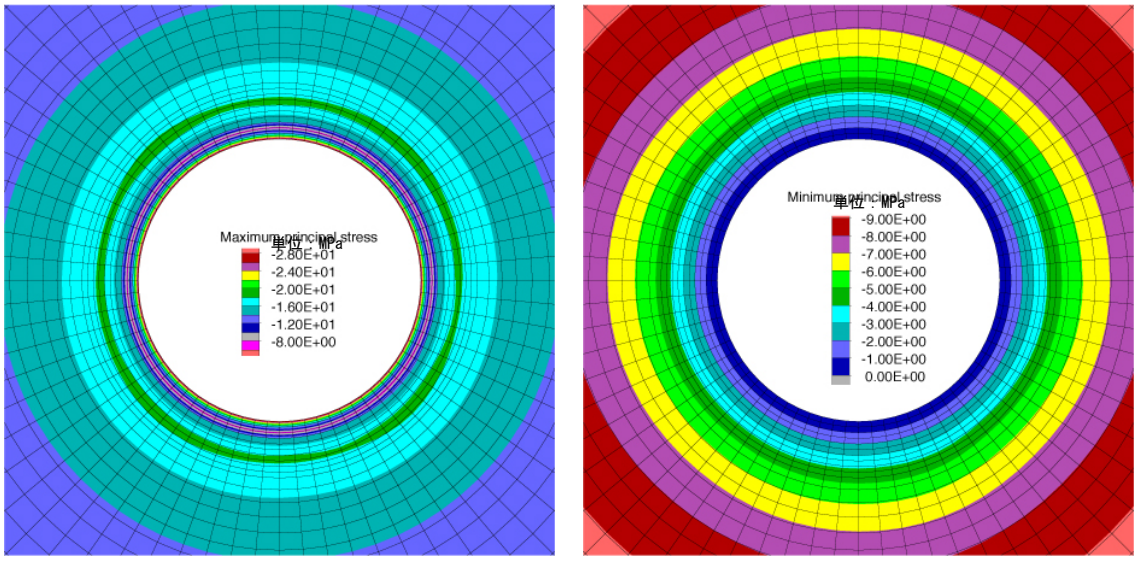


図 2-64　トンネル近傍の変位ベクトル図



(a) 最大主応力コンター図　　(b) 最小主応力コンター図

図 2-65　トンネル近傍の主応力分布図

図 2-64 と図 2-65 より，変形と応力分布が，同心円になることから，境界条件が適切に設定されていることがわかる。また，最大主応力のコンター図の図 2-65(a)において，裏込め材の要素はこの要素を挟む両側の応力より小さい。これは，裏込め材の砕石の弾性係数を地山とセグメントの弾性係数よりも小さくしたことによる。

数値解析から得られる地山特性曲線と支保特性曲線を図 2-66 に示す。

図には，数値解析(○)と理論解析(実線)から得られる地山特性曲線と数値解析から得られる支保特性曲線を示す。弾性係数 30MPa の裏込め材を考慮した弾性係数 E=20 GPa と 30GPa のセグメントを用いた場合の数値解析から得られたそれぞれの支保特性曲線を▲と■のプロットと直線で示す。このプロットは，地山特性曲線上にあるのが望ましいが，今回の数値解析では，支保反力 Pi をセグメントの要素と裏込め材の要素の半径方向応力(図 2-65(b)の最小主応力)の平均値で近似しているため，地山特性曲線上には現われてこない。

また，裏込め材無しにおける弾性係数 E=10,20,30GPa のセグメントの支保特性曲線を実線で示す。図において，裏込め材を考慮しない場合は掘削径が a=2.6m であり，裏込め材の砕石充填を考慮した場合は掘削径が a=2.7m となるため，横軸を接線方向ひずみ u/a(a は掘削半径)とすることで両者を比較できるようにした。また，縦軸は，初期地圧 Po により正規化した支保反力比 Pi/Po を用いて表示している。

地山特性曲線は，図において，数値解析から得られるプロット○と理論解から得られる実線がよく一致しており，地山掘削に伴う変形挙動は理論解と数値解析による相違は小さいことがわかる。

一方，図に示されるように，支保特性曲線は裏込め材の有無により，直線の勾配（支保反力比（Pi/Po）/接線方向ひずみ(u/a)）が大きく異なり，裏込め材を考慮した場合は，裏込め材を考慮しない場合のセグメントの弾性係数 E=10GPa と 20GPa の間で釣り合い点となった。これは，裏込め材の砕石の弾性係数が E=30MPa と地山やセグメントの弾性係数より小さいことの影響と考えられる。

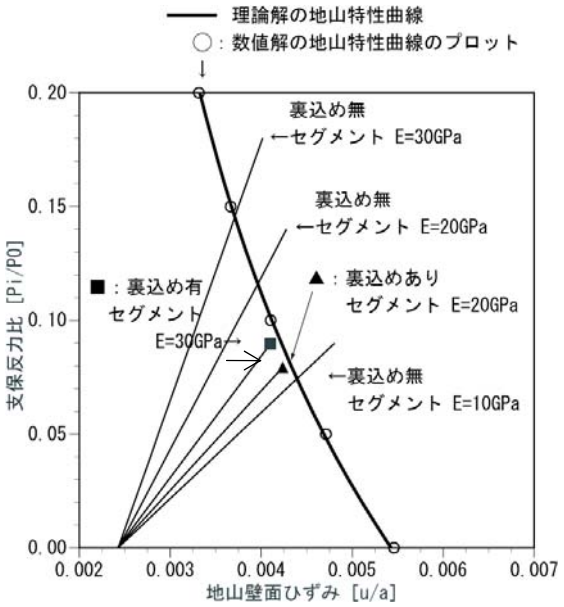


図 2-66　数値解析から得られる地山特性曲線と支保特性曲線

裏込め材を考慮した岩石利用セグメントによる地山の安定性を判定するために，軟岩SR-Cの桜井による限界ひずみ(平均)[7]を**式(2-6)**より求めた。

$$\varepsilon_0 = 10^{(-0.25\times\log E-1.22)} = 0.0044 \qquad \text{式(2-6)}$$

ここに，ε_0：限界ひずみ

E：弾性係数=35,000（kgf/cm²）

式(2-4)から得られる限界ひずみ 0.44%は，図中の地山特性曲線と裏込め材無し（E=10GPa）の支保特性曲線の交点の近傍であり，裏込め材を考慮した岩石利用セグメント（E=20GPa，30GPa）による地山は限界ひずみ以下であり，安定性を確保できている。このため，複合材料試験結果から岩石利用セグメントの弾性係数を20,30GPaとした支保を用いた場合，砕石を利用した裏込め材の影響を考慮しても地山の安定性が確保できた結果を得た。

岩石利用セグメントの生じる軸応力は**図 2-65(a)**に示されるように，トンネル内側が最も大きな軸応力が発生し半径方向に小さくなる。その応力値は岩石利用セグメントの弾性係数20,30GPaに対して，それぞれ以下のようになった。

弾性係数 20G Pa：25.2 MPa
弾性係数 30G Pa：29.1 MPa

2.4節の複合材料試験の**表 2-11**から，低アルカリモルタルを使った複合材料の一軸圧縮強度は55～60MPa程度であることから，部材としての安全率（強度／発生応力）でみると1.9～2.2程度が確保できていることがわかる。

（3）まとめ

前節の円板載荷試験から得られる砕石の弾性係数を用いて，岩石利用セグメントの裏込め充填を考慮した地山の安定性と支保に発生する軸力について検討を実施した。その結果，裏込め砕石が十分締め固められた状態に施工出来るという条件付ではあるが，坑道周辺の地山は当初設定した岩石利用セグメントの弾性係数10GPa(裏込め無し)の場合よりも地山に生じるひずみは小さくなり安定性が確保できることおよび岩石利用セグメントに発生する応力は25～30MPaで部材としての安全率が約2倍程度確保できることを確認した。

２．６　掘削方法を考慮した代替支保工の施工方法の予備的検討

代替支保工の施工方法の予備的検討として，岩石利用セグメント支保工の施工方法の基本的な考え方を検討する。

地層処分場の建設技術に関しては,「地層処分場の建設技術に関する検討(研究報告)」(棚井他，1999）[2]において，建設技術の技術的な実現性の評価が行われている。この研究報告によると，主要・連絡坑道，処分坑道などの水平坑道の掘削工法の代表的なものとして，発破工法，自由断面掘削機工法およびTBM工法（Tunnel Boring Machine；全断面トンネル掘削機工法）が挙げられている。**表 2-24**にそれぞれの工法の比較を示す。

軟岩系岩盤の掘削方式としては，地山への損傷を小さくするために，TBM 工法もしくは自由断面掘削機工法が考えられるとしている。処分坑道については，主要・連絡坑道と同様の掘削工法として，軟岩系岩盤の強度に対して十分対応可能であり，地山の損傷も最小限に抑えることの

できる自由断面掘削機工法が選定されている。

岩石利用セグメント支保工においても上記の研究報告を踏まえ，自由断面掘削機工法を基本とした施工方法が考えられる。以下にその概要を示す。

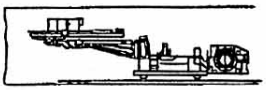
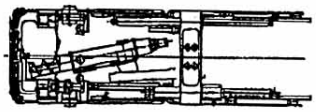
① 自由断面掘削機を用いて坑道を掘削し，岩石利用セグメントを切羽の直近で建て込んで，セグメントと掘削地山との間に裏込め材を充填する。

② セグメントの搬入と組立はエレクターによって行う。エレクターは自由断面掘削機と入れ替えができるような方式とする。

③ 裏込め材については，地山の変形抑制に速効性があり，かつセメント影響の低減が図れる材料を選定する。

このような自由断面掘削機工法を基本とした施工方法に対して,セグメントを用いることから，TBM 工法の採用も考えられる。しかしながら，TBM 工法ではセグメントの建て込みが切羽から離れて行われるため，地山の変形を十分に抑制できない可能性がある。

表 2-24 水平坑道の代表的な掘削工法の比較表 [2)]

項　目	発破工法	自由断面掘削機工法	ＴＢＭ工法
概要図			
地質対応性	ほとんどの地質・地山に対応が可能であるが，地山に与える影響が大きい。	地山に与える影響が小さい。地山強度が一軸圧縮強度で 30～50MPa をこえると急激に施工能力が低下する。	均質な地質，地山に対しては優れた掘削能力を発揮するが，変化が激しい地山では能力の低下が見られる。地山に与える影響は小さい。
坑道仕様（断面形状）	ほとんどの断面形状に対応可能。地山状況に応じて加背割を変更できる。	同左。	現在のところ円形断面に限られる。
工期・経済性	地山の状況に応じて掘進長を変更するなど，経済的な施工が可能。	硬岩では掘削速度が落ちる。	イニシャルコストは高いが，掘進速度は早く，施工延長が長くなるほどコストパフォーマンスは高い。
地山に与える影響	最も衝撃が大きいが，スムースブラスティングなどである程度は抑えることが可能。	機械掘削のため，地山に与える衝撃は小さい。	同左。

地層処分施設の安全性を確保するためには，掘削に伴って発生する処分坑道周辺の変位が過大とならないように地山の変形を制御する必要がある。自由断面掘削機工法を基本とした施工方法を採用すれば，切羽の直近で高剛性の岩石利用セグメントを建て込み，速効性のある裏込め材を裏込め充填することから，掘削直後の地山の変形を抑制し，かつ，ゆるみ領域の拡大を防ぐことが期待できる。

図 2-67 に自由断面掘削機（ブーム式）の例 [7)] を示す。掘削機の選定にあたっては，坑道の施

工方法，地質，掘削断面などに適合したもので，かつ経済的で能率の良い機種を選定することが必要である。

岩石利用セグメントの断面仕様については 2.5.1(1)項に述べたように，内径 5,000mm，幅 1,000mm，厚さ 100mm の断面仕様を設定した。セグメントの形状寸法に関しては一般に以下のように考えられている[8]。

① セグメント厚さ

セグメント厚さは，トンネル断面の大きさに対して，土質条件，土被り等，主として荷重条件から決まるが，トンネルの使用目的や施工性に支配される場合もある。セグメントリング外形とセグメント厚さの関係の実績を**図 2-68** に示す。現在までの施工実績によれば，セグメント厚さはセグメント外形の 4%前後の寸法であったが，近年の良質地盤における施工では，4%を下回るものもでてきている。

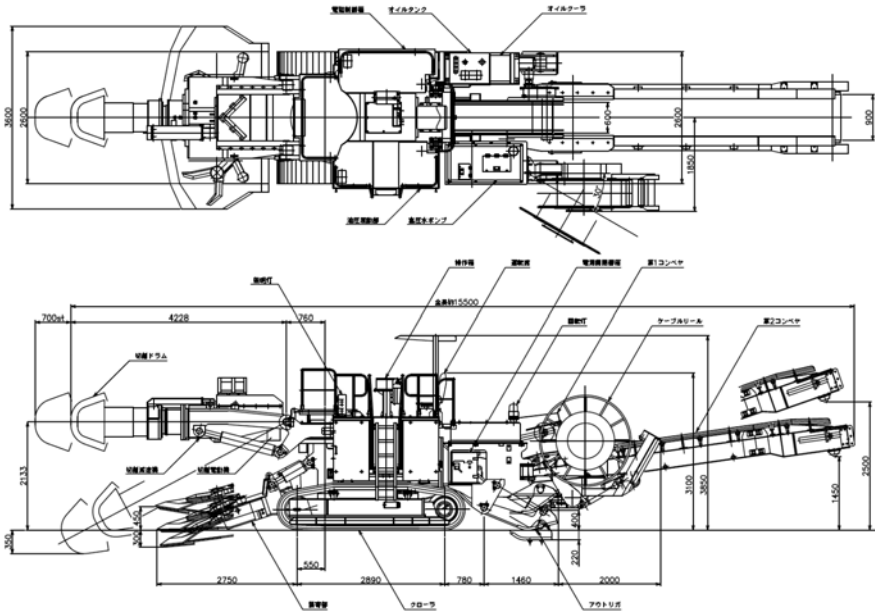


図 2-67　自由断面掘削機（ブーム式）の例[7]

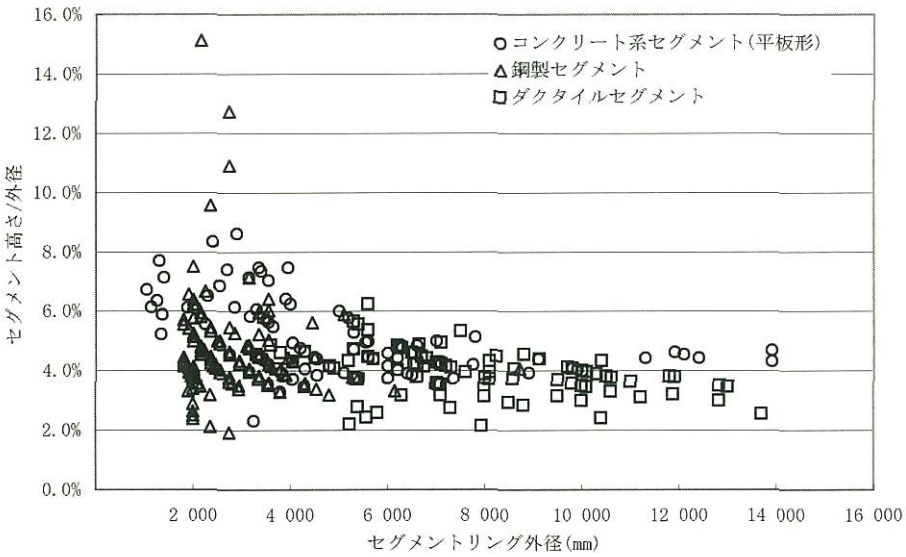


図 2-68　セグメント厚さ（高さ）の実績[8]

② セグメント幅

セグメント幅はその運搬および組み立て上の容易さ，施工性等から小さい方が望ましく，一方，トンネル延長あたりのセグメント製作費の低減，漏水などの弱点となりやすい継手箇所，継手の総延長やボルト孔の減少，施工性等からは大きい方が望ましい。したがって，セグメント幅はトンネル断面に応じて施工実績を勘案し，さらに経済性，施工性を考慮したうえで決定する必要がある。セグメントリング外形とセグメント幅の関係の実績を**図 2-69** に示す。わが国における現在までの実績によれば，セグメントは幅広化する傾向にあり，トンネルの断面にもよるが，セグメントの幅は 300～1,600 mm の範囲にある。このうち，鉄鋼製セグメントでは300～1,300mm, コンクリート系セグメントでは1,000～1,200mmが多く使用されている。

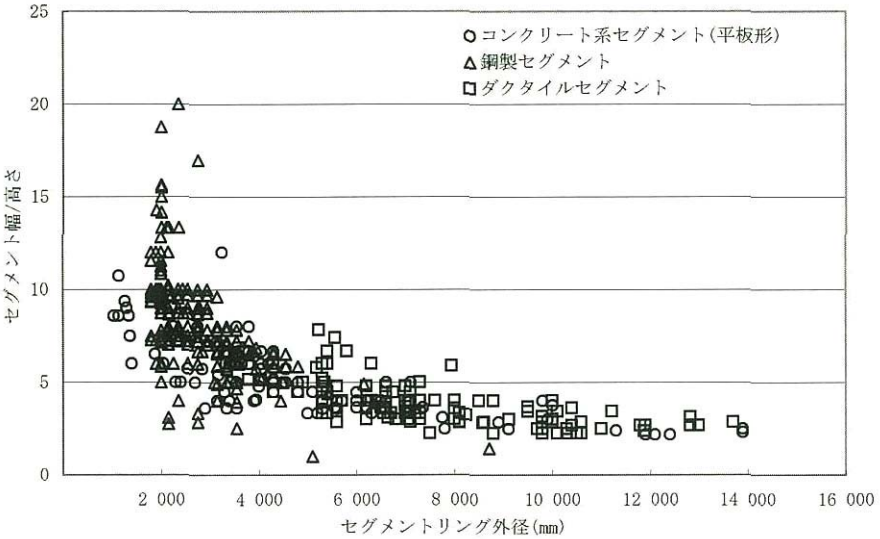


図 2-69　セグメント幅の実績 [8)]

③ セグメントリングの分割

セグメントリングの分割数は，構造・製作・組立速度向上の観点からはできるだけ少ない方が望ましく，運搬や取扱いの容易さの観点からは多い方が望ましい。過去の実績では，セグメントリングの外形に応じて，鉄道，道路等の大断面トンネルでは 6～11 分割の範囲で 6～8 分割が多く，上下水道や電力通信等の中断面および小断面のトンネルでは 4～7 分割の範囲で 5～6 分割が多い。

岩石利用セグメントの厚さは，掘削量の低減および施工速度の向上の観点から厚さを極力小さくすることを考慮して, **図 2-68** に示す実績の外形 5m 規模の下限値である 2%に相当する 100mm と設定した。セグメントの幅は，コンクリート系セグメントでの実績の多い 1,000mm と設定した。セグメントリングの分割数は，中断面および小断面での実績を参考にして，**図 2-56** に示したように 7 分割と設定した。

３．まとめ

３．１　坑道支保工に使用するセメント量の現状評価

第２次取りまとめ[1]にて検討した地質環境条件（軟岩，硬岩）および廃棄体の定置方式（竪置き，横置き）を対象に，支保工に用いられるコンクリート使用量を整理した。また，軟岩系岩盤の竪置き方式の処分坑道の吹付けコンクリートを対象に, OPC を主体とするコンクリートの配合および JAEA にて開発している HFSC の配合を採用した場合のセメント使用量を求めた。幌延深地層研究計画地下施設工事（第Ｉ期２次）の吹付けコンクリートの試験施工における配合[4]を参考にすると，HFSC を採用することにより，OPC を主体とするコンクリートに比較してセメント使用量を半減できる効果があることがわかった。

３．２　軟岩系岩盤における代替支保工案

処分システムの長期的な性能に配慮した材料として，岩石等を主体とした支保構造である代替支保工として，岩石利用セグメント支保工を提案した。岩石利用セグメント支保工は，鋼製枠と花崗岩等の岩石ブロックを組み合わせた複合セグメントであり, つぎのような特徴を有している。

① 岩石ブロックを利用することによりセメント使用量を低減することが可能である。

② 高剛性のセグメントであることから設置直後から大きな支保効果が期待でき, 軟岩系岩盤における大深度の坑道建設に有効である。

③ セグメントの厚さを薄くすることが可能なため掘削量の低減および施工速度の向上が期待できる。

④ 一般に流通している安価な岩石材料を使用することにより通常のコンクリートセグメントに比べコストの縮減が期待できる。

３．３　岩石・モルタル複合材料の強度・変形特性の検討

岩石利用セグメント支保工の部材仕様の解析検討で得られる所要の強度と弾性係数を有していることの確認を目的として，岩石ブロック間の連結部を対象とした岩石モルタル複合材料の一軸圧縮試験を行った。モルタルについては OPC のみのモルタルと HFSC によるモルタルの 2 種類のモルタルを使用した。

試験結果より，OPC のみのモルタル，HFSC によるモルタルの両者ともに所要の強度と弾性係数を有することを確認した。また，供試体高さに対するモルタル厚さの比が大きいと複合材料の強度は低くなることがわかった。同時に pH 測定を行った結果，OPC のみのモルタルよりも HFSC によるモルタルのほうが pH が低い傾向になることを確認した。さらに，理論式より求めた等価弾性係数と試験結果より得られた弾性係数を比較した結果，理論式により岩石モルタル複合材料の等価弾性係数を予測きる可能性を示した。

３．４　岩石利用セグメント支保工の裏込め充填の検討

岩石利用セグメント支保工を用いて坑道を構築する場合の裏込め材の充填に関して，セメント系材料を極力使用しない材料として砕石を裏込め充填する方法を提案している。これに関して，実規模大の模擬坑道と模擬セグメントの間に形成される空隙に砕石を吹き込み充填する裏込め材の充填実験を行い，充填装置の性能，砕石の充填性を調べた。その結果，砕石の充填範囲の分割と吹き込み方向の制御およびエア抜き孔の効果により, 良好な充填が可能となることがわかった。また，実規模大の坑道に対する砕石の裏込め充填密度を把握した。

３．５　砕石の円板載荷による変形試験

セグメントの支保効果を把握する解析においては，裏込め材の充填密度を有する砕石の変形特性が必要となる。このため，砕石の円板載荷による変形試験を行い，砕石の弾性係数を求めた。

試験結果は，裏込めに用いる砕石の充填時の密度が大きいほど弾性係数が高くなることが示された。そのため，充填時の密度が小さい場合には初期載荷において小さな弾性係数となるが，2 回目以降では大きな弾性係数となることが示された。

この充填時の弾性係数を大きくするために，砕石の粒度分布を調整することが考えられ，試験的に実施した載荷試験では，初期載荷時点で比較的大きな弾性係数が得られた。また，2 回目以降では大きな弾性係数が得られていることから，締め固めが有効と思われる。

３．６　岩石利用セグメント支保工の曲げ特性把握のための試験

岩石利用セグメント単体の基本的な曲げ特性を把握するために曲げ試験を実施した。その結果，岩石利用セグメントを組み上げたときの自重に対する正曲げの載荷試験結果から，十分な曲げ耐力を持つことを確認した。一方，円形に組み上げたときの負の曲げモーメントについては今回の仕様では終局耐力同等となった。このため，セグメント組み上げ時の施工方法の工夫（把持装置の利用）や負の曲げモーメントに対する部材設計の検討を今後行なうことが必要であることがわかった。

３．７　岩石利用セグメント支保工の支保仕様設定

岩石利用セグメント支保工を HLW の地層処分施設の処分坑道に適用した場合の部材仕様を設定し，その仕様に対して処分坑道の安定解析を行った。その結果，深度 500m，軟岩系岩盤の地山条件に対して，厚さ 100mm のセグメントの断面仕様で地山の安定性が確保できることを確認した。

また，本解析結果および岩石・モルタル複合材料試験の結果から，岩石利用セグメントのセメント使用量の低減について検討を行い，現在検討されている吹付けコンクリートを主体とした支保工に対して，セメント使用量を大幅に低減できるとともに，低アルカリセメントを使用することによりさらに低アルカリ化できる可能性を示した。

３．８　裏込め材の物性を考慮した安定解析

円板載荷試験から得られた裏込め材の砕石の弾性係数を用いて，岩石利用セグメントの裏込め充填状態を考慮した地山の安定性と支保に発生する軸応力について検討した。その結果，坑道周辺の地山は，壁面ひずみが限界ひずみ以内となり安定性を確保できることが期待できかつ岩石利用セグメントに発生する応力は 25～30MPa で部材として安全率が約 2 倍程度確保できる検討結果を得た。

３．９　掘削方法を考慮した代替支保工の施工方法の予備検討

代替支保工の施工方法の予備的検討として，岩石利用セグメント支保工の施工方法の基本的な考え方を検討した。既往の研究報告を参考にして，自由断面掘削機工法を基本とした施工方法の概要を提示した。

今後の課題として，予備的検討の結果に基づき，岩石利用セグメント支保工の施工フロー，施工機械，施工方法および裏込め材の充填方法などの具体化が必要である。

４．おわりに

本検討結果より，従来の OPC を主体とする吹付けコンクリート支保工に対して，セメント使用量を大幅に低減しかつ低アルカリ性モルタルを利用することにより，セメント影響のさらなる低減化を図った代替支保工の技術的な成立性を示した。

今後の検討すべき主な課題として以下の項目が挙げられる。

① 岩石利用セグメント支保工の施工方法の検討

上述したように，代替支保工の施工方法の予備的検討結果に基づき，岩石利用セグメント支保工の施工フロー，施工機械，施工方法を具体化する必要がある。

② セメント影響の低減を図った裏込め充填方法，施工方法の検討

本研究では，地山の変形抑制に速効性がありかつセメント影響の低減が図れる材料を用いた裏込め充填方法として，砕石を裏込め充填して処分坑道の閉鎖時に砕石のすき間にベントナイト系材料を注入する方法を提案している。この方法に関して，砕石の充填性の向上，充填方法の具体化，ベントナイト系材料の注入方法などについての検討が必要である。また，この方法以外に，セメント影響の低減を図った裏込め充填方法が提案できれば，その成立性を検討し，オプション技術の拡充を図ることも必要である。

また，現状ではセグメント施工時には砕石を裏込め充填しているだけであるが，ニアフィールドの緩みを極力抑えるため，施工時に砕石の隙間にグラウト材料など注入することも考えられる。そのため，必要に応じて注入の効果についても検証しておく必要がある。

③ 支保の安全評価・シナリオに及ぼす影響・有効性の検討

今回提案・検討した代替支保工の実現性や有効性を示すためには，安全評価に及ぼす影響・効果を定量的・定性的に把握しておく必要がある。

まず，既往の安全評価のシナリオから支保に関連する事項を抽出・整理し，支保の安全評価に及ぼす影響の分析を実施する。次に代替支保を適用した場合にシナリオへの影響や効果を検討する。その検討結果に基づき，今回提案・検討した代替支保を適用した場合に安全評価に用いられる各種のパラメータへの影響の有無，影響度を評価することが必要である。

この評価では以下の観点も含めて検討することが有効と考えられる。

- 安全評価では最終的に吹付けコンクリートは砂と同様の特性に変質・劣化すると考えられている。岩石利用セグメントは岩石が堅硬であるので，吹付けコンクリートよりも変質・劣化の速度がゆっくりしていると考えられる。例えば，岩石が入っているので，セメントが砂に変わる部分は少なくなる可能性はあるが，複合材料であることに起因してセメント材料の安全評価での取り扱いに比べ不確実性が増す場合があるのでとの見方も考えられる。このため，この特徴が有利な面と逆に問題となる面について検討することが考えられる。
- 上記の検討において，セグメントの岩石材料の長期的な変質や劣化挙動の予測について検討することが求められる。よって，このような挙動に関する数値解析的な検討により一次的な評価を試みることが考えられる。
- 岩石利用セグメントでは支保の厚さが吹付けコンクリートの 50cm に対して 10cm になるので安全評価における有利性をもつ。そこで，時間軸とは異なるセメント量を低減させ低アルカリ環境になることの有効性を整理する。また，既往の吹付けコンクリ

ート支保に比べて優れている点を見いだし整理する。この場合には，処分場に持ち込まれる工学材料が将来どうなるかを検討したレポート[9]があるので参考にする。

・本技術をオプション技術と位置づける場合，どの様な場合に使用するのかを具体化する。本セグメントに関する通常のコンクリート支保工に比べ，セメントが少なく化学的影響を低減できる利点があり有効となる場合，例えば，水みちが集中しセメント分の溶出が長期評価の上で懸念される断層破砕帯のような範囲に適用することが想定される。このようなケースを検討・具体化し，想定事例として整理する。

参考文献

1) 核燃料サイクル開発機構：“わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第２次取りまとめ－ 分冊２ 地層処分の工学技術”, JNC TN1400 99-022,（1999）.
2) 棚井憲治，岩佐健吾，長谷川宏，三浦一彦，奥津一夫，小林正明：“地層処分場の建設技術に関する検討”（研究報告），JNC TN8400 99-046,（1999）.

3) 杉田裕，藤田朝雄，棚井憲治，長谷川宏，古市光昭，奥津一夫，三浦一彦：“地層処分場における地下施設の埋め戻し”，JNC TN8400 99-039,（1999）.
4) 畑中耕一郎，中山雅：“低アルカリ性セメントを用いた地下施設の本格的な施工−安全な地層処分実現に向けた新技術の実証−”，コンクリートテクノ，Vol.29，No.2，Feb,（2010）.
5) 大和田仁，三原守弘，入矢桂史郎，松井淳：“放射性廃棄物地層処分システムにおけるセメント系材料の検討－浸出液の pH を低くしたセメント系材料の施工性と機械的特性－”，JNC TN8400 99-057,（2000）.
6) 土木学会：“構造力学公式集”，p.412-413,（1986）.
7) (株)三井三池製作所：MRH-S200-53 型 全体組立図（2002）.
8) 土木学会：“2006 年制定 トンネル標準示方書［シールド工法］・同解説”，p.93,（2006）.
9) 山田勉，平本正行，小林保之，油井三和，佐藤治夫，松井裕哉: “処分場建設の際に持ち込まれる材料の長期性能評価の観点からの留意点”，JAEA-Review 2007-008,（2007）.

付録

Ⅰ．セメントの使用を極力抑えた坑道の構築方法

セメントの使用を極力抑えた坑道の構築方法として五つの代替技術を考案・整理した。これらの代替技術は，硬岩系岩盤と軟岩系岩盤を対象とした場合にそれぞれ分類される。

【硬岩系の代替支保技術】
■坑道支保
鋼製支保工

【軟岩系の代替支保技術】
■坑道支保
鋼製支保工（三心円重量支保工）
岩石利用セグメント支保工
鉄ベントナイトセグメント
高耐力鋼管支保工

【その他】
■坑道支保
覆工撤去方法
鋼管を用いた立坑構築方法

■プラグ
力学プラグ（ボルト定着，アーチ形状）
遮水プラグ

■グラウト
ベントナイト系グラウト

以下では，硬岩系岩盤と軟岩系岩盤のそれぞれについての代替支保案と関連するものとして，支保撤去案について示す。

１．硬岩系岩盤における代替支保案（鋼製支保工）

硬岩系岩盤は，岩盤自体の強度は大きく，坑道を掘削しても自立性が高い。そのため，硬岩系岩盤における鋼製支保工は，建設時や廃棄体定置操業中に生ずる坑道周辺岩盤の局部的なゆるみによる局部的な崩落やはく落に対して，鋼製支保工を用いて支保がなされる。

硬岩系岩盤における掘削では発破掘削が用いられるため,坑道壁面には不規則な凹凸が生じる。このため，代替支保案は，鋼製支保工と凹凸を持つ坑道壁面とのすき間にベントナイト系材料を裏込め充填する矢板工法を応用する案である。

この代替支保案は，前述のように硬岩系岩盤で地圧が小さく鋼製支保工を閉合構造にする必要がない場合に適用可能と考えられる。この支保工の構造全体図を**図-1** に示す。また，この支保工案の特徴はつぎのようである。

① セメント系材料を使用しない支保である。
② 構造部材としては鋼製支保工が機能する。
③ 肌落ち防止として鋼製支保工間に板状部材を設置する。
④ 岩盤と板状部材との隙間に裏込め充填する場合には，粘土系材料を充填し遮水性を発揮する。

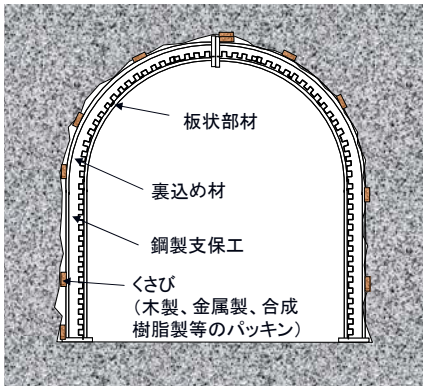


図-1　構造全体図

裏込め充填については，肌落ち防止策の必要の有無に応じてその対応が異なることを考えている。本支保工案では，つぎのような対応方法を考えている。

① 肌落ち防止策の必要が無い場合
- 板状部材は設置しない。

② 肌落ち防止策の必要が有る場合
- Ａ案：鋼製支保工間に板状部材のみを設置し，閉鎖時に板状部材を撤去し，埋め戻しを行う。
- Ｂ案：鋼製支保工間に板状部材を設置し，埋め戻し材相当のベントナイト系材料を裏込め充填する。

裏込め充填の概要図を**図-2** に示す。裏込め材としてベントナイトを利用する場合，ベントナイトが有する膨潤特性は閉鎖時の遮水効果には極めて有効であるが，建設時や操業中に湧水等による膨潤圧の影響で地圧以上の載荷荷重が板状部材や鋼製支保工に作用する。これに対して，鋼製支保工が膨潤圧によって内側へ変形するのを抑えるためにロックボルトを設置する支保構造を提案した。膨潤前のベントナイトの部分に湧水があると特定の水みちが生じて，ベントナイトが流出してしまうという懸念がある。これに関して，板状部材と岩盤壁面との間に豆砂利状の砕石を裏込め充填し，処分坑道の閉鎖時に砕石のすき間にベントナイト系材料を充填する案がある。

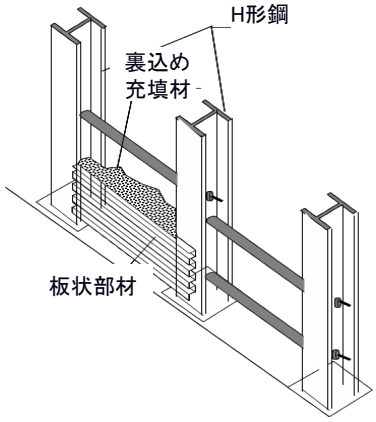


図-2　裏込め充填の概要図

ベントナイト系材料については，砕石のすき間への充填性を考慮するとエタノールベントナイトを注入する方法が有効であると考えられる。図-3 に砕石・エタノールベントナイト充填の概要図を示す。

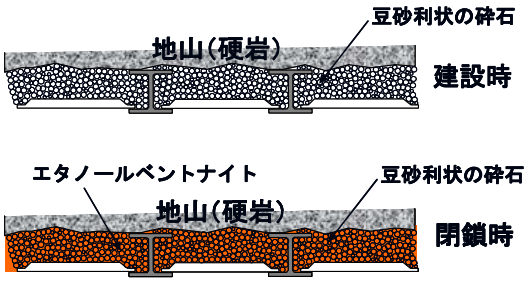


図-3　砕石・エタノールベントナイト充填

２．軟岩系岩盤における代替支保工案

(1) 岩石利用セグメント支保工案

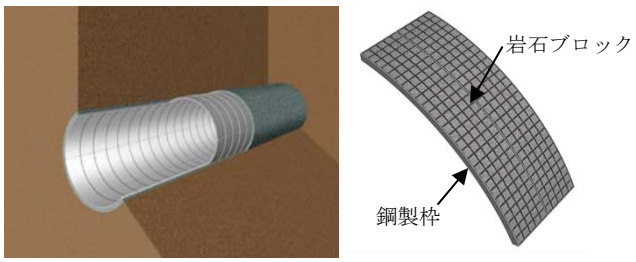
岩石利用セグメントは，**図-4** に示すように鋼製枠と花崗岩等の岩石ブロックを組み合わせた複合セグメントであり，以下のような特徴を有している。

① 岩石ブロックを利用することによりセメント使用量を低減することが可能である。

② 高剛性のセグメントであることから設置直後から大きな支保効果が期待でき，軟岩系岩盤における大深度の坑道建設に有効である。

③ セグメントの厚さを薄くすることが可能なため掘削量の低減および施工速度の向上が期待できる。

④ 一般に流通している安価な岩石材料を使用することによりコストの縮減が期待できる。



(a) 全体図　　(b) セグメント部

図-4　岩石利用セグメントの概要図

(2) 鋼製支保工案（三心円重量支保工）

軟岩系岩盤における鋼製支保工は，前項で述べた「硬岩系岩盤における鋼製支保工」と同様，鋼製支保工を主構造部材とする代替支保案である。本支保工は，軟岩系岩盤で地圧に抵抗できる閉合構造にする必要がある場合を対象とする。本支保工の構造全体図を**図-5** に示す。本支保工の概要と特徴は，「硬岩系岩盤における鋼製支保工」と基本的に同様であるが，軟岩系岩盤で地圧に抵抗するために，「硬岩系岩盤における鋼製支保工」よりも断面の大きな鋼製支保工が必要となることが異なる。鋼製支保工の部材仕様例を**図-6** に示す。

裏込め充填については，「硬岩系岩盤における鋼製支保工」のＢ案と同様，鋼製支保工間に板状部材を設置し，埋め戻し材相当のベントナイト系材料を裏込め充填する方法を適用する。

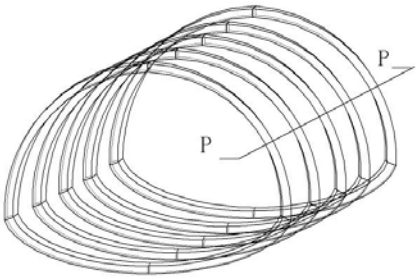


図-5　構造全体図

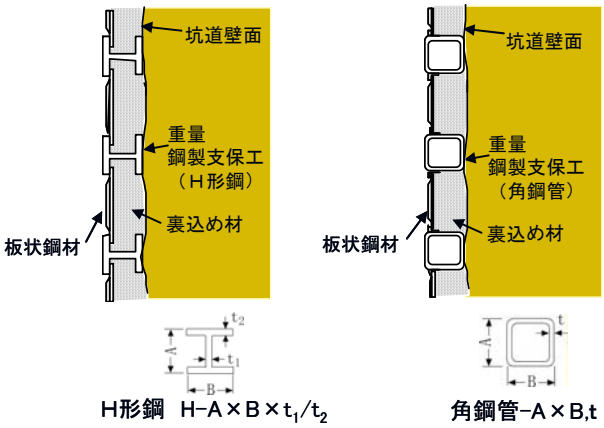


図-6　鋼製支保工の部材仕様例

(3) 鉄ベントナイトセグメント

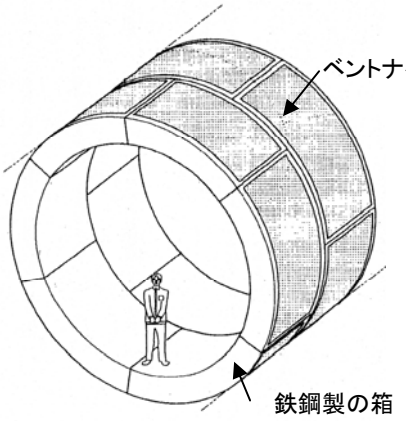
鉄ベントナイトセグメントは，**図-7** に示すように鋼製セグメントと高密度ベントナイトを組み合わせた複合セグメントであり，以下のような特徴を有している。

① セメント系材料をまったく使用しない支保構造である。

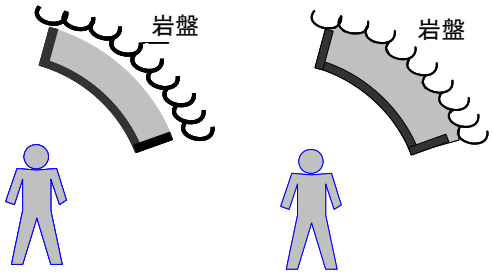
② 構造部材としては鋼製セグメントが機能する。

③ 岩盤と支保工の隙間はベントナイトで充填して遮水性を発揮する。

④ 主要坑道と処分坑道の連接部の支保剛性を大きくする部位や遮水プラグ設置区間などを主な適用部位とする支保である。



(a) 全体概要図



(b) ベントナイトによる膨潤シールの概念

図-7　鉄ベントナイトセグメントの支保概念

３．覆工撤去方法案

覆工撤去方法は，閉鎖後の処分施設からセメント系材料（ここでは支保・覆工コンクリートを対象としている）を撤去しながら処分坑道を閉鎖する方法であり，結果的にセメントの使用をゼロに近づける案である。

図-8 に覆工撤去方法の概要を示す。本方法では，覆工コンクリートをはつり除去するはつり装置と坑道内の支圧板で区画した空間に埋め戻し材を供給する埋め戻し材供給装置およびこれらの装置を覆って保護するプロテクターを使用する。まず，プロテクターの被覆部材を坑道壁面に押し当てて地山を支持する。プロテクターの内側の被覆部材の下方ではつり装置によりコンクリートをはつり除去し，埋め戻し材供給装置により支圧板で区画した空間に埋め戻し材を供給する。埋め戻し材の供給が終了した段階で，被覆部材の地山の支持状態を解除して，供給した埋め戻し材を支圧板で押圧して締め固めるとともに，締め固めた埋め戻し材で反力を確保しながらプロテクターを前進させる。これらの手順を繰り返すことで覆工の撤去と坑道の埋め戻しを効率よく行う方法である。

本方法の特徴はつぎのようである。

① 地下施設の設計は従来と同様の考え方でよい。（セメント系材料を用いても良い）

② 最終的な処分施設（地下施設）の周辺にセメント成分を残さないため，セメントを用いない場合と同様の性能を確保できる。

③ 特殊な機器開発，材料開発によらず，従来技術での施工が可能である。

④ 高レベル放射性廃棄物処分施設は，同じ坑道断面形状の処分施設が数 10km にわたり計画されているので，機器に対するコストの影響は小さいと考えられる。

⑤ 作業環境条件によっては，無人操作（遠隔操作），被ばく対策等を考慮しなくてはならないが，作業内容はルーチンワークとなるため，比較的問題が少ないと思われる。

⑥ プロテクターの被覆部材により確実に地山を支持して安全性を確保した状態で作業を行うことができる。

⑦ プロテクターの内側に，はつり装置と埋め戻し材供給装置を配置することにより，装置を入れ替える必要がなく，坑道の閉鎖を効率よく行うことが可能である。

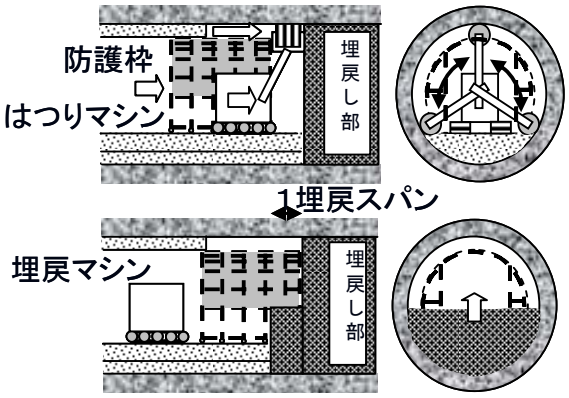


図-8　覆工撤去方法の概要

Ⅱ．モルタルの配合計算

普通モルタルの配合計算の算定式を以下に示す。単位セメント量と単位細骨材量は，式（1），式（2）より求めた。

$$C = \frac{\frac{1500}{Pc}}{\frac{1500}{Pc} + \frac{n \times Ts}{Ps}} \times (1000 - W) \times Pc \qquad \text{式（1）}$$

$$S = \frac{\frac{n \times Ts}{Ps}}{\frac{1500}{Pc} + \frac{n \times Ts}{Ps}} \times (1000 - W) \times Ps \qquad \text{式（2）}$$

ここで，C は単位セメント量(kg/m³)，S は単位細骨材量(kg/m³)，1500 はセメントの単位容積質量（kg/L)，Pc はセメントの密度（g/cm³)，Ps は砂の密度（g/cm³)，n は砂とセメントの比，T s は砂の単位容積質量（kg/L)，W は単位水量(kg/m³)である。

■セメントと砂の配合比 1：4

Pc=3.16（g/cm³)，Ps=2.62（g/cm³)，n=4，T s =1714（kg/L)，W=240(kg/m³)

$$C = \frac{\frac{1500}{3.16}}{\frac{1500}{3.16} + \frac{4 \times 1714}{2.62}} \times (1000 - 240) \times 3.16 = 369(kg/m^3)$$

$$S = \frac{\frac{4 \times 1714}{2.62}}{\frac{1500}{3.16} + \frac{4 \times 1714}{2.62}} \times (1000 - 240) \times 2.62 = 1685(kg/m^3)$$

■セメントと砂の配合比 1：3

Pc=3.16（g/cm³)，Ps=2.62（g/cm³)，n=3，T s =1714（kg/L)，W=260(kg/m³)

$$C = \frac{\frac{1500}{3.16}}{\frac{1500}{3.16} + \frac{3 \times 1714}{2.62}} \times (1000 - 260) \times 3.16 = 455(kg/m^3)$$

$$S = \frac{\frac{3 \times 1714}{2.62}}{\frac{1500}{3.16} + \frac{3 \times 1714}{2.62}} \times (1000 - 260) \times 2.62 = 1561(kg/m^3)$$

以上

Ⅲ．ひずみの換算式

測定変位からひずみを求める換算式を次式に示す。

$$\varepsilon = \frac{L_R \varepsilon_R + d}{L} \qquad \text{式 (1)}$$

ここで，使用する記号は以下の通り。

ε ：試験体全体のひずみ

L ：試験体全体の高さ

L_R :岩石ブロック部分の高さ

ε_R ：岩石ブロック部分のひずみ

d ：モルタル部分の変位

以上

Ⅳ．等価弾性係数の理論式の導き方

図-1 に示す岩石・モルタル複合材料の供試体モデルについて等価弾性係数を求める。供試体を一軸圧縮載荷した時の各材料の応力－ひずみ関係を以下に示す。

・複合材料

$$\sigma = \overline{E}\varepsilon = \overline{E}\frac{D}{L} \qquad \text{式(1)}$$

・岩石ブロック

$$\sigma = E_R\varepsilon_R = E_R\frac{D_R}{L - L_M} \qquad \text{式(2)}$$

・モルタル

$$\sigma = E_M\varepsilon_M = E_M\frac{D_M}{L_M} \qquad \text{式(3)}$$

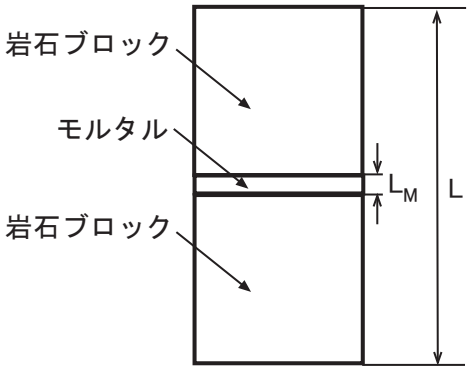


図-1　供試体モデル

ここで，使用する記号は以下の通り。

σ ：軸方向応力

$\overline{E}$ ：複合材料の等価弾性係数

ε ：軸方向ひずみ

D ：軸方向変位

L ：試験体全体の高さ

E_R ：岩石ブロックの弾性係数

ε_R ：岩石ブロックに生じる軸方向ひずみ

D_R ：岩石ブロックに生じる軸方向変位

E_M ：モルタルの弾性係数

ε_M ：モルタルに生じる軸方向ひずみ

D_M ：モルタルに生じる軸方向変位

L_M ：モルタルの高さ

つぎに、供試体に生じる軸方向変位については次式の関係が成り立つ。

$$D = D_R + D_M \qquad \text{式(4)}$$

式(1)～式(3)を軸変位に関する式に変換し、式(4)に代入する。

$$\frac{L}{\overline{E}} = \frac{L - L_M}{E_R} + \frac{L_M}{E_M} \qquad \text{式 (5)}$$

式(5)を $\overline{E}$ に関する式に変換すると以下の理論式が得られる。

$$\overline{E} = \frac{LE_R E_M}{(L - L_M)E_M + L_M E_R} \qquad \text{式 (6)}$$

以上

Ｖ．セグメントを円形に組み上げた時の自重による曲げモーメントＭの式の導き方

リングの公式のうち，**図-1** に示す自重および２点支持の状態における曲げモーメント，軸力の式を以下に示す。

$$M_0 = \omega R^2\left(\frac{1}{2} + C_\varphi + \varphi S_\varphi - \pi S_\varphi + S_\varphi^2\right) \qquad \text{式(1)}$$

$$N_0 = \omega R\left(S_\varphi^2 - \frac{1}{2}\right) \qquad \text{式(2)}$$

$0 \le \theta \le \varphi$

$$M = M_0 - N_0 R(1 - C_\theta) + \omega R^2(\theta S_\theta + C_\theta - 1) \qquad \text{式(3)}$$

$\varphi \le \theta \le \pi$

$$M = M_0 - N_0 R(1 - C_\theta) + \omega R^2(\theta S_\theta + C_\theta - 1 - \pi S_\theta + \pi S_\varphi) \qquad \text{式(4)}$$

ここで，使用する記号は以下の通り。

M,N,Q:角 θ の断面に作用する曲げモーメント，軸力およびせん断力（**図-2** 参照）

$N_0,\ M_0,\ Q_0,$ ：$\theta = 0$ の断面に作用する曲げモーメント，軸力およびせん断力

ω ：分布荷重

R ：リングの半径

θ， φ ：底部からの角度

C_α ： $C_\alpha = cos(\alpha)$

S_α ： $S_\alpha = sin(\alpha)$

$\varphi = 0$ とすると，**式(1)**，**式(2)** は以下となる。

$$M_0 = \frac{3}{2}\omega R^2 \qquad \text{式(5)}$$

$$N_0 = \frac{1}{2}\omega R \qquad \text{式(6)}$$

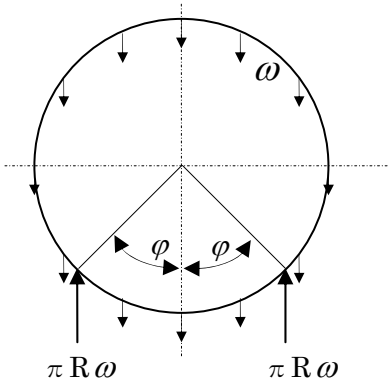


図-1　荷重および支持状態

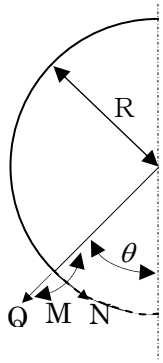


図-2　荷重，曲げモーメントの座標系

$0=\varphi \le \theta \le \pi$ より，**式(4)**に**式(5)**，**式(6)**を代入すると次式となる。

$$M = \omega R^2\left(1+\frac{1}{2}\cos\theta+\theta\sin\theta-\pi\sin\theta\right) \qquad \text{式(7)}$$

頂部からの角度 α として変数の変換 $\theta=\pi-\alpha$ をすると最終的に次式を得る。

$$M = \frac{1}{2}\omega R^2\left(2-\cos\alpha-2\alpha\sin\alpha\right) \qquad \text{式(8)（=式(2-2)）}$$

以上

Ⅵ. 裏込め砕石の充填範囲がセグメントの曲げモーメントの発生状態に及ぼす影響

１. 目的

裏込め砕石の充填領域が広いと、セグメントに生じる曲げモーメントが低減することの確認のための数値解析による検討。

2. 解析検討モデルと物性の設定

セグメントの解析に用いた諸元は以下の通りである。

- ・厚さ　　：0.1m(4 層に分割)
- ・密度　　：2,500/m3
- ・弾性係数　　：30GPa
- ・ポアソン比　　：0.2

裏込め砕石の物性は以下の通りである

- ・厚さ　　：0.1m(1 層)
- ・弾性係数　　：30MPa
- ・ポアソン比　　：0.35

3. 解析結果

セグメントの曲げモーメント分布を図－１，軸力分布を図－２に示す。

図に示されるように、支点としたモデルに近い砕石充填モデル(β=0.25°　：黒線)と解析解の曲線(赤線)を比べると、曲線は比較的一致している。また、砕石の領域をβ=0.25°からββ=5°に大きくすると急激に曲げモーメントと軸力は小さくなることがわかる。したがって、砕石を下に敷いて、セグメントを下からくみ上げれば、現在の曲げ(曲げ引張りへの)強度を十分保有していることがわかる。

4. まとめ

有限差分法を用いて、セグメント組み立て時の裏込め砕石の領域の違いによるセグメント内の応力分布を求め、通常行われる骨組み構造解析との対比を行うため、曲げモーメントと軸力分布を求めた。その結果、裏込め砕石を広く充填して組み立てる場合、セグメントに発生する曲げモーメント，軸力は小さくなることを示すことができた。

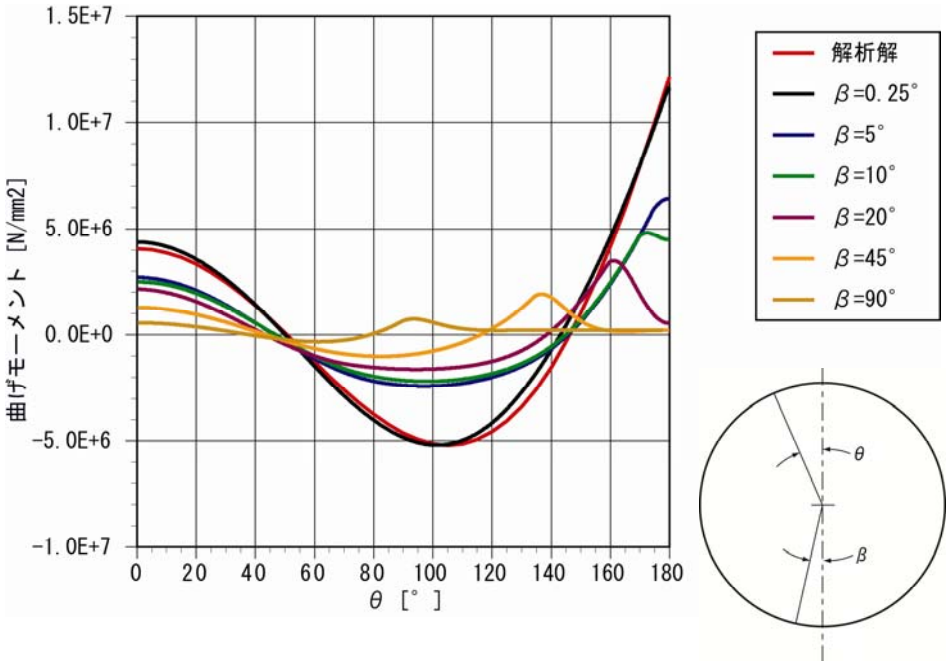


図-１ セグメントの曲げモーメント分布図

This is a blank page.

国際単位系（SI）

表１．SI 基本単位

基本量	SI 基本単位	
	名称	記号
長さ	メートル	m
質量	キログラム	kg
時間	秒	s
電流	アンペア	A
熱力学温度	ケルビン	K
物質量	モル	mol
光度	カンデラ	cd

表２．基本単位を用いて表されるSI組立単位の例

組立量	SI 基本単位	
	名称	記号
面積	平方メートル	m^2
体積	立法メートル	m^3
速さ，速度	メートル毎秒	m/s
加速度	メートル毎秒毎秒	m/s^2
波数	毎メートル	m^{-1}
密度，質量密度	キログラム毎立方メートル	kg/m^3
面積密度	キログラム毎平方メートル	kg/m^2
比体積	立方メートル毎キログラム	m^3/kg
電流密度	アンペア毎平方メートル	A/m^2
磁界の強さ	アンペア毎メートル	A/m
量濃度[a]，濃度	モル毎立方メートル	mol/m^3
質量濃度	キログラム毎立法メートル	kg/m^3
輝度	カンデラ毎平方メートル	cd/m^2
屈折率[b]	（数字の） 1	1
比透磁率[b]	（数字の） 1	1

(a) 量濃度（amount concentration）は臨床化学の分野では物質濃度（substance concentration）ともよばれる。
(b) これらは無次元量あるいは次元１をもつ量であるが、そのことを表す単位記号である数字の１は通常は表記しない。

表３．固有の名称と記号で表されるSI組立単位

組立量	SI 組立単位			
	名称	記号	他のSI単位による表し方	SI基本単位による表し方
平面角	ラジアン[b]	rad	1 [b]	m/m
立体角	ステラジアン[b]	sr[c]	1 [b]	m^2/m^2
周波数	ヘルツ[d]	Hz		s^{-1}
力	ニュートン	N		$m\ kg\ s^{-2}$
圧力，応力	パスカル	Pa	N/m^2	$m^{-1}\ kg\ s^{-2}$
エネルギー，仕事，熱量	ジュール	J	N m	$m^2\ kg\ s^{-2}$
仕事率，工率，放射束	ワット	W	J/s	$m^2\ kg\ s^{-3}$
電荷，電気量	クーロン	C		s A
電位差（電圧），起電力	ボルト	V	W/A	$m^2\ kg\ s^{-3}\ A^{-1}$
静電容量	ファラド	F	C/V	$m^{-2}\ kg^{-1}\ s^4\ A^2$
電気抵抗	オーム	Ω	V/A	$m^2\ kg\ s^{-3}\ A^{-2}$
コンダクタンス	ジーメンス	S	A/V	$m^{-2}\ kg^{-1}\ s^3\ A^2$
磁束	ウエーバ	Wb	Vs	$m^2\ kg\ s^{-2}\ A^{-1}$
磁束密度	テスラ	T	Wb/m^2	$kg\ s^{-2}\ A^{-1}$
インダクタンス	ヘンリー	H	Wb/A	$m^2\ kg\ s^{-2}\ A^{-2}$
セルシウス温度	セルシウス度[e]	℃		K
光束	ルーメン	lm	cd sr[c]	cd
照度	ルクス	lx	lm/m^2	$m^{-2}\ cd$
放射性核種の放射能[f]	ベクレル[d]	Bq		s^{-1}
吸収線量, 比エネルギー分与, カーマ	グレイ	Gy	J/kg	$m^2\ s^{-2}$
線量当量, 周辺線量当量, 方向性線量当量, 個人線量当量	シーベルト[g]	Sv	J/kg	$m^2\ s^{-2}$
酸素活性	カタール	kat		$s^{-1}\ mol$

(a)SI接頭語は固有の名称と記号を持つ組立単位と組み合わせても使用できる。しかし接頭語を付した単位はもはやコヒーレントではない。
(b)ラジアンとステラジアンは数字の１に対する単位の特別な名称で、量についての情報をつたえるために使われる。実際には、使用する時には記号rad及びsrが用いられるが、習慣として組立単位としての記号である数字の１は明示されない。
(c)測光学ではステラジアンという名称と記号srを単位の表し方の中に、そのまま維持している。
(d)ヘルツは周期現象についてのみ、ベクレルは放射性核種の統計的過程についてのみ使用される。
(e)セルシウス度はケルビンの特別な名称で、セルシウス温度を表すために使用される。セルシウス度とケルビンの単位の大きさは同一である。したがって、温度差や温度間隔を表す数値はどちらの単位で表しても同じである。
(f)放射性核種の放射能（activity referred to a radionuclide）は、しばしば誤った用語で"radioactivity"と記される。
(g)単位シーベルト（PV,2002,70,205）についてはCIPM勧告2（CI-2002）を参照。

表４．単位の中に固有の名称と記号を含むSI組立単位の例

組立量	SI 組立単位		
	名称	記号	SI 基本単位による表し方
粘度	パスカル秒	Pa s	$m^{-1}\ kg\ s^{-1}$
力のモーメント	ニュートンメートル	N m	$m^2\ kg\ s^{-2}$
表面張力	ニュートン毎メートル	N/m	$kg\ s^{-2}$
角速度	ラジアン毎秒	rad/s	$m\ m^{-1}\ s^{-1}=s^{-1}$
角加速度	ラジアン毎秒毎秒	rad/s^2	$m\ m^{-1}\ s^{-2}=s^{-2}$
熱流密度，放射照度	ワット毎平方メートル	W/m^2	$kg\ s^{-3}$
熱容量，エントロピー	ジュール毎ケルビン	J/K	$m^2\ kg\ s^{-2}\ K^{-1}$
比熱容量，比エントロピー	ジュール毎キログラム毎ケルビン	J/(kg K)	$m^2\ s^{-2}\ K^{-1}$
比エネルギー	ジュール毎キログラム	J/kg	$m^2\ s^{-2}$
熱伝導率	ワット毎メートル毎ケルビン	W/(m K)	$m\ kg\ s^{-3}\ K^{-1}$
体積エネルギー	ジュール毎立方メートル	J/m^3	$m^{-1}\ kg\ s^{-2}$
電界の強さ	ボルト毎メートル	V/m	$m\ kg\ s^{-3}\ A^{-1}$
電荷密度	クーロン毎立方メートル	C/m^3	$m^{-3}\ sA$
表面電荷	クーロン毎平方メートル	C/m^2	$m^{-2}\ sA$
電束密度，電気変位	クーロン毎平方メートル	C/m^2	$m^{-2}\ sA$
誘電率	ファラド毎メートル	F/m	$m^{-3}\ kg^{-1}\ s^4\ A^2$
透磁率	ヘンリー毎メートル	H/m	$m\ kg\ s^{-2}\ A^{-2}$
モルエネルギー	ジュール毎モル	J/mol	$m^2\ kg\ s^{-2}\ mol^{-1}$
モルエントロピー, モル熱容量	ジュール毎モル毎ケルビン	J/(mol K)	$m^2\ kg\ s^{-2}\ K^{-1}\ mol^{-1}$
照射線量（X線及びγ線）	クーロン毎キログラム	C/kg	$kg^{-1}\ sA$
吸収線量率	グレイ毎秒	Gy/s	$m^2\ s^{-3}$
放射強度	ワット毎ステラジアン	W/sr	$m^4\ m^{-2}\ kg\ s^{-3}=m^2\ kg\ s^{-3}$
放射輝度	ワット毎平方メートル毎ステラジアン	$W/(m^2\ sr)$	$m^2\ m^{-2}\ kg\ s^{-3}=kg\ s^{-3}$
酵素活性濃度	カタール毎立方メートル	kat/m^3	$m^{-3}\ s^{-1}\ mol$

表５．SI 接頭語

乗数	接頭語	記号	乗数	接頭語	記号
10^{24}	ヨタ	Y	10^{-1}	デシ	d
10^{21}	ゼタ	Z	10^{-2}	センチ	c
10^{18}	エクサ	E	10^{-3}	ミリ	m
10^{15}	ペタ	P	10^{-6}	マイクロ	μ
10^{12}	テラ	T	10^{-9}	ナノ	n
10^{9}	ギガ	G	10^{-12}	ピコ	p
10^{6}	メガ	M	10^{-15}	フェムト	f
10^{3}	キロ	k	10^{-18}	アト	a
10^{2}	ヘクト	h	10^{-21}	ゼプト	z
10^{1}	デカ	da	10^{-24}	ヨクト	y

表６．SIに属さないが、SIと併用される単位

名称	記号	SI 単位による値
分	min	1 min=60s
時	h	1h =60 min=3600 s
日	d	1 d=24 h=86 400 s
度	°	1°=(π/180) rad
分	’	1’=(1/60)°=(π/10800) rad
秒	”	1”=(1/60)’=(π/648000) rad
ヘクタール	ha	$1ha=1hm^2=10^4m^2$
リットル	L, l	$1L=1l=1dm^3=10^3cm^3=10^{-3}m^3$
トン	t	$1t=10^3$ kg

表７．SIに属さないが、SIと併用される単位で、SI単位で表される数値が実験的に得られるもの

名称	記号	SI 単位で表される数値
電子ボルト	eV	$1eV=1.602\ 176\ 53(14)\times10^{-19}J$
ダルトン	Da	$1Da=1.660\ 538\ 86(28)\times10^{-27}kg$
統一原子質量単位	u	1u=1 Da
天文単位	ua	$1ua=1.495\ 978\ 706\ 91(6)\times10^{11}m$

表８．SIに属さないが、SIと併用されるその他の単位

名称	記号	SI 単位で表される数値
バール	bar	$1\ bar=0.1MPa=100kPa=10^5Pa$
水銀柱ミリメートル	mmHg	1mmHg=133.322Pa
オングストローム	Å	$1\ Å=0.1nm=100pm=10^{-10}m$
海里	M	1 M=1852m
バーン	b	$1\ b=100fm^2=(10^{-12}cm)2=10^{-28}m^2$
ノット	kn	1 kn=(1852/3600)m/s
ネーパ	Np	SI単位との数値的な関係は、対数量の定義に依存。
ベル	B	
デジベル	dB	

表９．固有の名称をもつCGS組立単位

名称	記号	SI 単位で表される数値
エルグ	erg	$1\ erg=10^{-7}\ J$
ダイン	dyn	$1\ dyn=10^{-5}N$
ポアズ	P	$1\ P=1\ dyn\ s\ cm^{-2}=0.1Pa\ s$
ストークス	St	$1\ St\ =1cm^2\ s^{-1}=10^{-4}m^2\ s^{-1}$
スチルブ	sb	$1\ sb\ =1cd\ cm^{-2}=10^4cd\ m^{-2}$
フォト	ph	$1\ ph=1cd\ sr\ cm^{-2}\ 10^4lx$
ガル	Gal	$1\ Gal\ =1cm\ s^{-2}=10^{-2}ms^{-2}$
マクスウェル	Mx	$1\ Mx = 1G\ cm^2=10^{-8}Wb$
ガウス	G	$1\ G\ =1Mx\ cm^{-2}\ =10^{-4}T$
エルステッド[c]	Oe	$1\ Oe \triangleq (10^3/4\pi)A\ m^{-1}$

(c) ３元系のCGS単位系とSIでは直接比較できないため、等号「 ≙ 」は対応関係を示すものである。

表10．SIに属さないその他の単位の例

名称	記号	SI 単位で表される数値
キュリー	Ci	$1\ Ci=3.7\times10^{10}Bq$
レントゲン	R	$1\ R = 2.58\times10^{-4}C/kg$
ラド	rad	$1\ rad=1cGy=10^{-2}Gy$
レム	rem	$1\ rem=1\ cSv=10^{-2}Sv$
ガンマ	γ	1 γ =1 nT=10-9T
フェルミ		1フェルミ=1 fm=10-15m
メートル系カラット		1メートル系カラット = 200 mg = 2×10-4kg
トル	Torr	1 Torr = (101 325/760) Pa
標準大気圧	atm	1 atm = 101 325 Pa
カロリー	cal	1cal=4.1858J（「15℃」カロリー），4.1868J（「IT」カロリー）4.184J（「熱化学」カロリー）
ミクロン	μ	1 μ =1μm=10^{-6}m

（第8版，2006年改訂）

この印刷物は再生紙を使用しています