

超深地層研究所研究坑道における研究及び施工に関する検討

(核燃料サイクル開発機構 委託研究成果報告書)

2001年3月

大成建設株式会社
株式会社大林組
鹿島建設株式会社
清水建設株式会社

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松4番地49

核燃料サイクル開発機構

技術展開部 技術協力課

Inquires about copyright and reproduction should be addressed to:

Technical Cooperation Section, Technology Management Division

Japan Nuclear Cycle Development Institute

4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki, 319-1194, Japan

©核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)

2001

超深地層研究所研究坑道における研究及び施工に関する検討

窪田 茂¹⁾ 納多 勝²⁾
戸井田 克³⁾ 石塚 峰夫⁴⁾

要 旨

超深地層研究所研究坑道は、核燃料サイクル開発機構（以下、サイクル機構）が東濃鉱山とその周辺で行っている地層科学研究を一層拡充するためにサイクル機構用地の正馬様洞に設置するもので、地上施設と地下数百mから1000mに至る研究坑道とから構成される。

本研究では、超深地層研究所計画の実施に向けて以下の研究を行った。

- ①最新の建設スケジュール、施工条件、造成計画に基づき、調査研究スケジュール及び施設の全体レイアウトの再設定を実施するとともに、施設の3次元静止画像の作成
- ②研究坑道が建設される大深度地下の地質環境を考慮して、支保の設計に必要な地質環境データ、及び支保の設計値の設定に用いる解析方法についての検討
- ③研究坑道の掘削に際して遭遇する可能性のある事象を抽出し、既往の調査・施工事例を参考に研究坑道における具体的対応方法の検討
- ④最新の建設スケジュールに基づき、坑道取り合い部の施工方法に関する検討を実施するとともに、大深度地下水平坑道におけるTBM掘削の実現性の実証や技術的課題の抽出を念頭におき、研究を実施するために考慮すべき点や施工性の観点などに基づき、TBMの適用性及び施工方法について検討を実施

本報告書は、大成建設株式会社、株式会社大林組、鹿島建設株式会社、清水建設株式会社が、核燃料サイクル開発機構の委託により実施した研究の成果である。

契約番号：120D0189

サイクル機構担当部課室および担当者：

東濃地科学センター 施設計画グループ 山本 純太

- 1)：大成建設株式会社 エンジニアリング本部計画グループ
- 2)：株式会社大林組 土木技術本部技術第六部
- 3)：鹿島建設株式会社 技術研究所土木技術研究部
- 4)：清水建設株式会社 土木本部技術第二部

Investigation for Research and Construction of the Mizunami Underground Research Laboratory

Shigeru Kubota¹⁾

Mas aru Noda²⁾

Mas aru Toida³⁾

Mineo Ishizuka⁴⁾

ABSTRACT

The Mizunami Underground Research Laboratory (MIU) is planned to be constructed at Shobasama-bora site belonging to JNC. A wide range of geo-scientific research and development activities, which have been performed in and around Tono mine, is planned to be expanded in the laboratory. The MIU consists of surface and underground facilities down to the depth of about 1,000 meters.

In this study, the following items are performed:

1. The present research plan and MIU design are revised based on the latest construction schedule, construction conditions and the surface improvement plan. And the updated layout is presented in three dimensional computer graphics.
2. With considering geo-environmental conditions of the deep underground, the design of tunnel support system is studied.
3. Predicted phenomena to occur at the tunnel excavation are extracted, and investigation of the countermeasures for them is conducted with referring to practical examples.
4. Based on the latest construction schedule, the construction plan of the intersection part of vertical and horizontal tunnels is examined, and the applicability and technological problems of the use of the tunnel boring machine in deep underground is also investigated.

This work was performed by Taisei Corporation, Obayashi Corporation, Kajima Corporation, Shimizu Corporation under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute. (Contract number 120D0189)

JNC Liaison : Geo-science Facility Construction Group, Tono Geo-science Center,
Junta Yamamoto

- 1) Taisei Corporation, Engineering Division
- 2) Obayashi Corporation, Civil Engineering Technology Division
- 3) Kajima Corporation, Kajima Technical Research Institute
- 4) Shimizu Corporation, Civil Engineering Division

超深地層研究所研究坑道における研究及び施工に関する検討

担当者一覧

	大成建設(株)	(株)大林組	鹿島建設(株)	清水建設(株)
実施責任者	杉原 豊	河村 秀紀	日比谷 啓介	林 博一
実施担当者	窪田 茂	納多 勝	戸井田 克	石塚 峰夫
研究業務担当	五十嵐 孝文	小西 一寛	塩釜 幸弘	堀田 政國
	山本 卓也	長谷川 宏	阿部 泰典	木内 勉
	安達 哲也	新村 亮	山下 幸次	矢部 幸男
	畑 明仁	佐藤 晶子	柴田 守	郷家 光男
	高市 一馬	佐藤 ゆう子	大西 伴克	三枝 修平
	木暮 陸	中岡 健一		
	門馬 由里子	金森 千恵子		
		大熊 史子		

超深地層研究所研究坑道における研究及び施工に関する検討

報告書目次

1. 研究の目的	1.1
2. 研究の範囲	2.1
3. 研究の概要	3.1
3.1 調査研究内容の詳細検討とスケジュール策定	3.1
3.2 研究坑道支保の設計に必要となる地質環境データと 設計値の設定に用いる解析方法の検討	3.1
3.3 施工対策技術に関する事前調査・実施方法・ 効果の確認方法の検討	3.2
3.4 坑道掘削の施工計画の検討	3.2
4. 調査研究内容の詳細検討とスケジュール策定	4.1
4.1 調査研究項目の期間、実施場所等の再検討	4.1
4.2 調査研究スケジュールの再検討	4.24
4.3 全体レイアウトの再検討	4.27
4.3.1 検討方針	4.27
4.3.2 平成 10 年度のレイアウト設計の考え方	4.29
4.3.3 平成 10 年度から見直された条件	4.35
4.3.4 条件変更とレイアウトの関係	4.38
4.3.5 スパイラル坑道発進レベル、線形及び換気立坑の到達深度	4.39
4.3.6 中間ステージの水平展開	4.51
4.3.7 最深ステージの水平展開	4.53
4.3.8 その他細目	4.55
4.3.9 3次元静止画像の作成	4.58
5. 研究坑道支保の設計に必要となる地質環境データと 設計値の設定に用いる解析方法の検討	5.1
5.1 検討概要	5.1

5.2	検討における留意事項	5.3
5.3	解析手法の調査	5.5
5.3.1	連続体解析	5.6
5.3.2	等価連続体解析	5.18
5.3.3	不連続体解析	5.23
5.3.4	耐震解析手法	5.26
5.3.5	解析手法の調査結果のまとめ	5.36
5.4	解析方法の選定及び支保の設定	5.39
5.4.1	解析手法選定の考え方及び選定において考慮すべき事項	5.39
5.4.2	解析手法の選定	5.40
5.4.3	支保工の設定	5.44
5.5	支保設計の妥当性の評価方法に関する検討	5.54
5.5.1	支保設計の妥当性評価の考え方	5.54
5.5.2	支保設計の妥当性評価方法、およびそのために 必要となる計測項目と計測方法	5.55
6. 施工対策技術に関する事前調査・実施方法・		
	効果の確認方法の検討	6.1
6.1	検討概要	6.1
6.2	地質環境データに基づく遭遇事象の抽出	6.1
6.2.1	突発湧水	6.1
6.2.2	山はね	6.3
6.2.3	壁面の変形・剥離・崩落	6.6
6.2.4	地温	6.6
6.3	既往の施工事例	6.7
6.3.1	突発湧水	6.7
6.3.2	山はね	6.10
6.3.3	壁面の変形・剥離・崩落	6.12
6.3.4	地温	6.14
6.4	超深地層研究所研究坑道における施工対策技術の検討	6.15
6.4.1	突発湧水	6.15
6.4.2	山はね	6.23
6.4.3	壁面の変形・剥離・崩落	6.29
6.4.4	地温	6.30

7. 坑道掘削の施工計画の検討	7.1
7.1 坑道取り合い部の施工検討	7.1
7.1.1 予備ステージの施工	7.2
7.1.2 主立坑と中間ステージの取り合い部の施工	7.7
7.1.3 換気立坑と中間ステージの取り合い部の施工	7.8
7.2 水平坑道の施工検討	7.13
7.2.1 TBM の長所・短所とMIU における TBM 適用	7.13
7.2.2 TBM 適用の検討項目と検討条件	7.16
7.2.3 TBM 施工技術の現状	7.51
7.2.4 TBM 施工方法と技術的課題	7.53
8. まとめ	8.1

図目次

図 4.1-1	旧水平試錐配置	4.19
図 4.1-2	新水平試錐座配置	4.19
図 4.1-3	新水平試錐配置	4.20
図 4.1-4	新垂直試錐配置	4.20
図 4.1-5	中間ステージにおける調査研究配置	4.21
図 4.1-6	最深ステージにおける調査研究配置(スパイラル坑道 2 周案)	4.22
図 4.1-7	最深ステージにおける調査研究配置(スパイラル坑道 1 周案)	4.23
図 4.3-1	超深地層研究所全体レイアウト(平成 10 年度成果)	4.27
図 4.3-2	全体レイアウト再検討の概略フロー	4.28
図 4.3-3	中間ステージの水平展開(平成 10 年度)	4.30
図 4.3-4	月吉断層とスパイラル坑道の位置関係(平成 10 年度)	4.32
図 4.3-5	スパイラル坑道、最深ステージの水平展開(平成 10 年度)	4.33
図 4.3-6	予備ステージ形状(平成 10 年度)	4.34
図 4.3-7	造成計画及び立坑位置の比較	4.36
図 4.3-8	超深地層研究所敷地の 3 次元地質構造概念モデル	4.37
図 4.3-9	主立坑／換気立坑／と月吉断層の関係	4.40
図 4.3-10	主立坑／換気立坑／スパイラル坑道と月吉断層の関係(案1)	4.44
図 4.3-11	主立坑／換気立坑／スパイラル坑道と月吉断層の関係(案2)	4.45
図 4.3-12	スパイラル坑道の線形(案1)	4.46
図 4.3-13	スパイラル坑道の線形(案2)	4.47
図 4.3-14	月吉断層とスパイラル坑道の地表面投影(案1)	4.49
図 4.3-15	月吉断層とスパイラル坑道の地表面投影(案2)	4.50
図 4.3-16	中間ステージの水平展開	4.52
図 4.3-17	最深ステージの水平展開	4.54
図 4.3-18	予備ステージ	4.56
図 4.3-19	試錐座	4.57
図 4.3-20	超深地層研究所全体レイアウト(案1／構造物)	4.59
図 4.3-21	超深地層研究所全体レイアウト(案2／構造物)	4.60
図 4.3-22	超深地層研究所全体レイアウト(案1／構造物＋敷地境界)	4.61
図 4.3-23	超深地層研究所全体レイアウト(案2／構造物＋敷地境界)	4.62
図 4.3-24	超深地層研究所全体レイアウト(案1／構造物＋地質構造)	4.63

図 4.3-25	超深地層研究所全体レイアウト(案2/構造物+敷地境界)	4.64
図 4.3-26	中間ステージ付近拡大(南西方向より見たイメージ)	4.65
図 4.3-27	中間ステージ付近拡大(南東方向より見たイメージ)	4.65
図 4.3-28	最深ステージ付近拡大(案1/南西方向より見たイメージ)	4.66
図 4.3-29	最深ステージ付近拡大(案1/南東方向より見たイメージ)	4.66
図 4.3-30	最深ステージ付近拡大(案2/南西方向より見たイメージ)	4.67
図 4.3-31	最深ステージ付近拡大(案2/南東方向より見たイメージ)	4.67
図 4.3-32	施工ステップ1-換気立坑中間ステージ到達(案1)	4.69
図 4.3-33	施工ステップ2-主立坑中間ステージ到達(案1)	4.69
図 4.3-34	施工ステップ3-中間ステージ掘削(その1)(案1)	4.70
図 4.3-35	施工ステップ4-深部地質構造調査(案1)	4.70
図 4.3-36	施工ステップ5-換気立坑最深部到達(案1)	4.71
図 4.3-37	施工ステップ6-スパイラル坑道掘削(その1)(案1)	4.71
図 4.3-38	施工ステップ7-中間ステージ掘削(その2)(案1)	4.72
図 4.3-39	施工ステップ8-スパイラル坑道掘削(その2)(案1)	4.72
図 4.3-40	施工ステップ9-最深ステージ掘削(案1)	4.73
図 4.3-41	施工ステップ 10-主立坑最深部到達(案1)	4.74
図 4.3-42	施工ステップ1-換気立坑中間ステージ到達(案2)	4.75
図 4.3-43	施工ステップ2-主立坑中間ステージ到達(案2)	4.75
図 4.3-44	施工ステップ3-中間ステージ掘削(その1)(案2)	4.76
図 4.3-45	施工ステップ4-深部地質構造調査(案2)	4.76
図 4.3-46	施工ステップ5-換気立坑最深部到達(案2)	4.77
図 4.3-47	施工ステップ6-スパイラル坑道掘削(その1)(案2)	4.77
図 4.3-48	施工ステップ7-中間ステージ掘削(その2)(案2)	4.78
図 4.3-49	施工ステップ8-スパイラル坑道掘削(その2)(案2)	4.78
図 4.3-50	施工ステップ9-スパイラル坑道掘削(その2)(案2)	4.79
図 4.3-51	施工ステップ 10-主立坑最深部到達(案2)	4.80
図 5.1-1	検討の全体の流れ	5.2
図 5.2-1	超深地層研究所構成部位	5.3
図 5.2-2	設計研究において考慮すべき要素と要件	5.4
図 5.2-3	設計研究の展開と実施設計への反映	5.4
図 5.3-1	設計手法に着目した設計手法の分類	5.5
図 5.3-2	完全弾塑性体の応力～ひずみ関係	5.7
図 5.3-3	モール・クーロンの降伏条件	5.7
図 5.3-4	円形トンネル周辺の応力分布	5.7

図 5.3-5	地山強度比と弾塑性境界までの距離	5.9
図 5.3-6	地山強度比と掘削面の変位の関係	5.9
図 5.3-7	ドロッカー・プラグの破壊規準	5.10
図 5.3-8	破壊規準の概念	5.11
図 5.3-9	弾性限界パラメータと非線形指数	5.11
図 5.3-10	比較する地下発電所空洞の形状	5.13
図 5.3-11	塑性域の比較	5.14
図 5.3-12	円形トンネルのひずみ軟化モデル	5.15
図 5.3-13	第三紀泥岩の応力-ひずみ関係	5.15
図 5.3-14	完全弾塑性モデルとひずみ軟化モデルによる 塑性域の幅と支保反力の関係	5.15
図 5.3-15	解析メッシュ (FLAC3D)	5.17
図 5.3-16	鏡面の押し出し変位コンター (左:鏡ボルトあり、右:鏡ボルトなし)	5.17
図 5.3-17	クラックを含む二次元モデル	5.19
図 5.3-18	解析メッシュ	5.20
図 5.3-19	コンバージェンス計測および解析結果の比較	5.20
図 5.3-21	亀裂調査結果	5.21
図 5.3-22	湧水個所と $F_0 \geq 7$ の領域の対比	5.21
図 5.3-23	平均内空変位と F_0 値の関係	5.21
図 5.3-24	空洞周辺の開口亀裂の分布	5.22
図 5.3-25	亀裂面のステレオダイアグラム	5.23
図 5.3-26	亀裂分布に基づく DEM の解析モデル	5.24
図 5.3-27	DEM 解析結果	5.24
図 5.3-28	地下発空洞におけるキーブロックの抽出例	5.25
図 5.3-29	トンネルにおけるキーブロックの抽出例	5.25
図 5.3-30	岩盤の特徴に対する応答解析手法	5.27
図 5.3-31	時刻歴とフーリエスペクトル	5.27
図 5.3-32	複素応答解析の流れ	5.29
図 5.3-33	骨格曲線と履歴ループ	5.30
図 5.3-34	Ramberg-Osgood 型の復元力特性	5.31
図 5.4-1	解析手法選定のフロー	5.41
図 5.4-2	支保工および断層のモデル化	5.43
図 5.4-3	トンネルの断面	5.44
図 5.4-4	MIU-1 および MIU-2 における弾性係数 E の深度分布	5.46
図 5.4-5	MIU-2 におけるポアソン比 ν の深度分布	5.46

図 5.4-6	MIU-1 および MIU-2 における内部摩擦角 とせん断強度の深度分布	5.47
図 5.4-7	解析メッシュ	5.49
図 5.4-8	FEM 解析結果(局所安全率と塑性域)	5.51
図 5.4-9	FEM 解析結果(変位コンターと変形)	5.52
図 5.4-10	FEM 解析結果(吹付けコンクリートの応力、 軸力、および曲げモーメント)	5.53
図 5.5-1	岩盤地下空洞の力学的安定性の評価とその利用の流れ	5.57
図 5.5-2	天端沈下、内空変位の計測点配置の例	5.61
図 5.5-3	地中変位、支保工応力度などの計測点配置の例	5.62
図 5.5-4	建設の進行に伴うデータの蓄積と解析手法の展開の一例	5.65
図 6.2-1	全水頭分布	6.2
図 6.2-2	透水係数分布	6.2
図 6.2-3	区間長毎の割れ目数	6.3
図 6.2-4	室内物性試験結果	6.4
図 6.2-5	初期応力測定結果	6.5
図 6.3-1	青函トンネルにおけるグラウト概要	6.7
図 6.4-1	TSP 探査システム概念図	6.15
図 6.4-2	止水工法概念図	6.16
図 6.4-3	薬液注入方法概念図	6.19
図 6.4-4	注入計画(深度 233m 付近)	6.20
図 6.4-5	注入計画(深度 900m 付近)	6.22
図 6.4-6	AE システムフローチャート	6.24
図 6.4-7	AE 計測実施例(雁坂トンネル)	6.25
図 6.4-8	AE 計測日報例(雁坂トンネル)	6.25
図 6.4-9	計測工施工例	6.27
図 6.4-10	鏡ロックボルト・吹付けコンクリート施工例	6.28
図 6.4-11	冷却設備概念図	6.30
図 7.1-1	予備ステージ施工概要図	7.6
図 7.1-2	主立坑と中間ステージの取り合い部の施工概要図	7.11
図 7.1-3	換気立坑と中間ステージの取り合い部の施工概要図	7.12
図 7.2-1	断層破碎帯とトンネルの交差角による影響ゾーン	7.20
図 7.2-2	断層破碎帯の出現傾向	7.21
図 7.2-3	施工延長別の平均月進	7.23

図 7.2-4	国内実績における平均日進と最大日進の関係	7.23
図 7.2-5	国内実績における TBM 径別平均月進	7.24
図 7.2-6	精密型自動追尾トータルステーション概念図	7.25
図 7.2-7	推進姿勢差異発生例	7.26
図 7.2-8	掘進計画線の設定	7.26
図 7.2-9	TBM 基本仕様設定手順	7.28
図 7.2-10	薬液注入の改良範囲概要	7.35
図 7.2-11	薬液注入の施工例	7.35
図 7.2-12	フォアポーリングの施工例	7.36
図 7.2-13	グリッパ反力壁の補強の施工例	7.36
図 7.2-14	推進反力体の構築の施工例	7.37
図 7.2-15	滑材注入の施工例	7.38
図 7.2-16	オーバーカットの施工例	7.38
図 7.2-17	先進ボーリングの施工例	7.39
図 7.2-18	迂回坑の施工例(ピソソソソソ)	7.40
図 7.2-19	拡幅掘削の施工例	7.40
図 7.2-20	TBM 工法における崩落の概要図	7.41
図 7.2-21	φ 2260 シールド型トンネル掘削機 全体機構図	7.54
図 7.2-22	φ 2260 オープン型トンネル掘削機 全体機構図	7.55
図 7.2-23	φ 2260 トンネル掘削機 後方台車組立図	7.56
図 7.2-24	φ 3060 オープン型トンネル掘削機 全体機構図	7.57
図 7.2-25	φ 3060 シールド型トンネル掘削機 全体機構図	7.58
図 7.2-26	φ 3060 トンネル掘削機 後方台車組立図	7.59
図 7.2-27	φ 2260TBM 投入検討図	7.63
図 7.2-28	φ 2260TBM 投入検討図(主立坑)	7.63
図 7.2-29	φ 2260TBM 投入検討図(アッセンブリーホール)	7.63
図 7.2-30	φ 2260TBM 坑道運搬図	7.64
図 7.2-31	φ 2260TBM 荷姿分割図	7.65
図 7.2-32	φ 2260TBM 組立手順図(1)	7.66
図 7.2-33	φ 2260TBM 組立手順図(2)	7.67
図 7.2-34	φ 2260TBM 後方台車配置図	7.67
図 7.2-35	ずり運搬設備配置図	7.69
図 7.2-36	φ 2260TBM 後退概要図	7.70
図 7.2-37	φ 2260TBM 後退手順図	7.71
図 7.2-38	φ 2260TBM 解体手順図	7.72
図 7.2-39	φ 2260TBM スパイラル坑道運搬図	7.73

図 7.2-40	φ 2260TBM 搬送手順図	7.74
図 7.2-41	φ 3060TBM 投入検討図	7.76
図 7.2-42	φ 3060TBM 投入検討図(主立坑)	7.76
図 7.2-43	φ 3060TBM 荷姿分割図	7.77
図 7.2-44	φ 3060TBM 組立手順図(1)	7.77
図 7.2-45	φ 3060TBM 組立手順図(2)	7.79
図 7.2-46	φ 3060TBM 後退手順図	7.80
図 7.2-47	運搬台車概要図	7.82
図 7.2-48	基本工程フロー	7.84
図 7.2-49	一軸圧縮強度とドリラビリティー係数(K)	7.85

表目次

表 4.1-1	統合された調査研究項目	4.5
表 4.1-2	平成 10 年度から平成 11 年度の調査研究項目 の内容変化(その1)	4.6
表 4.1-2	平成 10 年度から平成 11 年度の調査研究項目 の内容変化(その2)	4.7
表 4.1-3	調査研究スケジュール案(平成 11 年度その1)	4.8
表 4.1-3	調査研究スケジュール案(平成 11 年度その2)	4.9
表 4.1-4	調査研究項目の変更点(平成 12 年度)(その1)	4.10
表 4.1-4	調査研究項目の変更点(平成 12 年度)(その2)	4.11
表 4.1-5	平成 12 年度工学的技術調査研究内容変更詳細(その1)	4.12
表 4.1-5	平成 12 年度工学的技術調査研究内容変更詳細(その2)	4.13
表 4.1-5	平成 12 年度工学的技術調査研究内容変更詳細(その3)	4.14
表 4.1-5	平成 12 年度工学的技術調査研究内容変更詳細(その4)	4.15
表 4.1-5	平成 12 年度工学的技術調査研究内容変更詳細(その5)	4.16
表 4.1-5	平成 12 年度工学的技術調査研究内容変更詳細(その6)	4.17
表 4.1-5	平成 12 年度工学的技術調査研究内容変更詳細(その7)	4.18
表 4.2-1	調査研究スケジュール(平成 12 年度その1)	4.25
表 4.2-1	調査研究スケジュール(平成 12 年度その2)	4.26
表 4.3-1	スパイラル坑道の巻数と特徴の比較	4.43
表 4.3-2	スパイラル坑道の延長と深度(案1)	4.48
表 4.3-3	スパイラル坑道の延長と深度(案2)	4.48
表 5.3-1	限界パラメーターと非線形指数	5.12
表 5.3-2	解析入力値	5.13
表 5.3-3	計測および解析結果の比較	5.24
表 5.3-4	解析方法調査結果の整理(常時)	5.37
表 5.3-5	解析方法調査結果の整理(地震時)	5.38
表 5.4-1	小断面水路トンネルの支保パターン(案)	5.45
表 5.4-2	解析入力値一覧	5.48
表 5.5-1	坑道と周辺岩盤を対象とした主な観察・計測項目	5.59
表 5.5-2	地質環境条件に応じた主な観察・計測項目	5.60

表 5.5-3	研究坑道における観察・計測項目(案)	5.60
表 5.5-4	天端沈下、内空変位の測定間隔の目安の例	5.61
表 5.5-5	天端沈下、内空変位の計測頻度の例	5.61
表 5.5-6	弱層部における設計・施工へのフィードバックの例	5.64
表 6.3-1	注入材料配合表(1m ³ 当り重量)	6.8
表 6.3-2	高湧水部における注入実績	6.9
表 6.3-3	山はねの発生したトンネル施工例	6.11
表 6.3-4	コンクリート劣化要因	6.12
表 6.3-5	コンクリート補修工法の分類	6.13
表 6.4-1	山はね状況の点数評価	6.26
表 6.4-2	表面保護工法概要	6.29
表 7.1-1	予備ステージ サイクルタイム(主立坑側)	7.4
表 7.1-2	予備ステージ サイクルタイム(換気立坑側)	7.5
表 7.1-3	主立坑・中間ステージ取り合い部 サイクルタイム	7.9
表 7.1-4	換気立坑・中間ステージ取り合い部 サイクルタイム	7.10
表 7.2-1	TBM 工法選定のための基本的地質調査項目	7.16
表 7.2-2	TBM の設計に関わる地質調査項目	7.17
表 7.2-3	地質要因とそれに伴う TBM 施工の現象	7.18
表 7.2-4	TBM 型式による機能比較	7.29
表 7.2-5	TBM 型式による施工性比較	7.29
表 7.2-6	型式別構造比較	7.30
表 7.2-7	トラブルが発生しやすい地山現象	7.34
表 7.2-8	地山現象とトラブル対策の関係	7.34
表 7.2-9	トラブル防止の設備(TBM 設計・製作段階)	7.42
表 7.2-10	肌落ち・崩落性地山でのトラブル現象と対策	7.44
表 7.2-11	粘土化・膨張性地山でのトラブル現象と対策	7.45
表 7.2-12	湧水地山でのトラブル現象と対策	7.46
表 7.2-13	機械要因によるトラブル対策事例一覧	7.47
表 7.2-14	TBM 本体設計上の留意点	7.48
表 7.2-15	観察・計測項目一覧	7.50
表 7.2-16	トンネル掘削機ずり排土方法の比較	7.60
表 7.2-17	ずり搬出方式一覧表	7.81

1. 研究の目的

超深地層研究所研究坑道は、東濃鉾山とその周辺で行っている地層科学研究を一層拡充するために核燃料サイクル開発機構（以下、「サイクル機構」とする）の正馬様用地に設置するもので、地下 1,000m 程度に至る立坑と水平坑道などで構成される。本業務は、平成 8 年度から平成 11 年度にわたって行われた設計研究の成果と「地表からの調査予測研究段階（第 1 段階）」で得られた情報に基づき、「坑道の掘削を伴う研究段階（第 2 段階）」以降の研究計画の策定に必要となる項目について検討を行う。

2. 研究の範囲

- (1) 調査研究内容の詳細検討とスケジュール策定
- (2) 研究坑道支保の設計に必要なとなる地質環境データと設計値の設定に用いる解析方法の検討
- (3) 施工対策技術に関する事前調査・実施方法・効果の確認方法の検討
- (4) 坑道掘削の施工計画の検討

3. 研究の概要

3. 1 調査研究内容の詳細検討とスケジュール策定

超深地層研究所研究坑道の設計研究（平成 10 年度、平成 11 年度）で得られた成果に対し、最新の建設スケジュール、施工条件、造成計画に適合するように、以下の項目の見直しを実施する。また、見直された施設レイアウトに関する 3 次元静止画像を作成する。

- (1) 調査研究項目の期間、実施場所
- (2) 調査研究スケジュール
- (3) 全体レイアウト

3. 2 研究坑道支保の設計に必要となる地質環境データと設計値の設定に用いる解析方法の検討

研究坑道は、大深度地下に建設される研究施設として、これまでに施工実績のない施設となる。したがって、研究坑道の支保の設計においては、既存の地山分類や実績に基づいた設計だけではなく、大深度地下における支保に対する安全性及び最適な設計方法について検討を行う必要がある。

ここでは、研究坑道が建設される大深度地下の地質環境を考慮して、支保の設計に必要となる地質環境データ、及び支保の設計値の設定に用いる解析方法について検討を行う。

(1) 解析方法の調査

既往の公開資料に基づき、類似の大深度地下構造物において坑道の支保を設計する際に必要とされた地質環境データと、支保の設計値の設定に適用された解析方法について、調査、整理を行う。調査、整理にあたっては、地質環境データと解析方法の対応に留意するものとする。

(2) 解析方法の選定及び支保の設定

地表からの調査予測研究段階（第 1 段階）においてこれまでに取得されている地質環境データに基づき、(1) の調査で得られた解析方法の中から、正馬様用地の地質環境条件に適した解析方法を選定する。また、選定された解析方法と用地の地質環境データを用いて、支保の設定を行う。

(3) 支保設計の妥当性の評価方法に関する検討

現在計画されている研究坑道の建設スケジュールを念頭に、研究坑道の支保設計の妥当性を評価する方法と、そのために必要となる計測項目及び計測方法について、検討を行い、これらの評価方法や計測項目、計測方法を明確にする。この際、研究坑道の建設の進行に伴って、地質環境データや計測によって得られる情報が充実していくことに留意し、評価方法の検討を行う。

3. 3 施工対策技術に関する事前調査・実施方法・効果の確認方法の検討

第一段階の調査で得られた地質環境データに基づき、研究坑道掘削に際して遭遇する可能性のある事象を抽出し、研究坑道での発生場所を検討する。この事象に対して既往の事前予知方法と対策技術のまとめを行い、超深地層研究坑道における具体的対応方法を検討する。

遭遇する可能性のある事象は、突発湧水、山はね、壁面の変形・剥離・崩落、地温である。

3. 4 坑道掘削の施工計画の検討

サイクル機構より提示された地下研究施設の建設スケジュール及び取り合い部の凶面に基づき、坑道取り合い部の掘削の手順、施工計画、施工方法について検討する。平成10年度の設計研究にて施工検討はワンスルー実施しているが、当時と比べて建設工程が短縮されたこと、換気立坑の施工方法が変更になったこと等を考慮し、取り合い部の検討を行う。

また、中間ステージ及び最深ステージの水平坑道では、一部TBMによる掘削が考えられている。大深度地下におけるTBM掘削の実現性の実証や技術的課題の抽出を念頭におき、研究を実施するために考慮すべき点（例えば、切羽観察）や施工性の観点（例えば、ずり出し、搬入方法、組立てヤード等）などに基づき、TBMによる坑道掘削の施工方法について検討を行う。更に、現在想定しているスパイラル坑道におけるTBM掘削の適用性の検討を行う。

4 調査研究内容の詳細検討とスケジュール策定

4. 1 調査研究項目の期間、実施場所等の再検討

平成10年度の地下施設の設計研究において調査研究項目の抽出と調査研究スケジュール作成を当時の地下研究所建設計画に沿って実施した。平成11年のとりまとめにおいて調査研究項目は、表4.1-1に示すように統合された。平成10年から平成11年度の調査研究項目の内容変化は表4.1-2に示されている。また、平成11年度の報告書には調査スケジュールとして表4.1-3が示された。

本年度は、サイクル機構が新たに設定した研究坑道の建設スケジュールに基づき、これまでの調査研究の見直しを実施し、調査研究スケジュールの再検討をおこなう。また、調査研究項目の配置を再検討し、全体レイアウトを作成する。さらに、研究坑道全体の3次元静止画像の作成を行うものである。

今回の建設スケジュールの特徴は以下のとおりである。

- (1) 主立坑（直径 6.5m）と換気立坑（直径 4.5m）を同時着工で地表から掘削する。
- (2) 主立坑は深度 500m まで掘削した後、3ヶ月の休止期間において深度 900m まで掘削する。
- (3) 深度 100m ごとに主立坑より換気立坑に向かって連結坑道を掘削する。この間、主立坑の掘削は休止する。
- (4) 換気立坑は深度 500m 掘削し、この深度で換気立坑から中間ステージの水平坑道 180m を掘削する。水平坑道掘削終了後、換気立坑掘削を再開し深度 950m まで掘削する。
- (5) 主立坑からスパイラル坑道掘削を始め、換気立坑と連結する。
- (6) 中間ステージの残りの水平坑道ならびに試験坑道を掘削する。
- (7) スパイラル坑道を延長し、深度 1000m の最深ステージに到着する。
- (8) 最深ステージの水平坑道ならびに試験坑道を掘削する。
- (9) 主立坑を延長し、断層を貫き、深度 1000m の最深レベルに到着する。
- (10) 主立坑下に坑底施設を建設する。

今回の研究坑道の建設工程を配慮し、各調査研究の期間、工程、実施場所および調査意義を再検討したものを表4.1-5に示している。顕著な変更点は以下のとおりである。

(1) 地質構造調査

- 1) 予備ステージが延長され、連結坑道として深度 100m ごとに掘削され

るため、予備ステージの地質構造調査が追加された。

- 2) 換気立坑の工法がレイズボーラー方式から、ショートステップ工法に変更になったため、換気立坑の地質構造調査方法が変更になる。ただし、主立坑と同様な調査手法になるため、新たな手法を検討する必要はない。
- 3) 中間ステージの水平坑道掘削延長が短くなるため、3次元地質構造調査の実施場所が限定される。

(2) 地下水の水理調査

- 1) 基本的には建設工程の変更にとまなう試験期間の変更である。
- 2) 坑道規模透水試験（中間ステージ）は水平坑道の掘削影響試験（中間ステージ）実施中および、実施後の坑道を利用して実施する。
- 3) 床盤透水試験（中間ステージ）は坑道規模透水試験の後で実施する。
- 4) 熱応力下の透水試験（中間ステージ）は床盤透水試験の後に実施する。

(3) 地下水の地球化学調査

- 1) 中間ステージで実施予定のものは水平坑道の長さが限定されるために、試験可能領域が限定される。
- 2) 酸化還元境界の評価調査（予備ステージ）は各深度ごとの調査に変更。
- 3) 掘削にとまなう酸化還元境界の評価調査（予備ステージ）は中間ステージにて行う調査に変更

(4) 物質移行調査

- 1) 坑道規模物質移行試験（中間ステージ）は水平坑道掘削影響試験後に行う。
- 2) 断層物質移行試験（最深ステージ）は主立坑が断層を貫くまでに終了する。

(5) 岩盤力学調査

- 1) 岩盤坑道安定評価試験は水平坑道掘削影響試験と同時期に実施される。
- 2) 長期時間依存性試験は下部立坑や最深ステージ水平坑道における研究期間が短く、研究意義が薄れることが考えられる。
- 3) 岩盤破壊機構解明試験は、内容が未定のため不具合も不明であるが、水平坑道掘削影響試験の領域で同時期に実施可能なものであれば問題はない。
- 4) 立坑掘削影響試験（上部立坑）は、5カ月間の立坑掘削中断が必要であり、全体工程確保の観点からこの中断は見込めないため削除する。
- 5) 立坑掘削影響試験（中間ステージ）は GL-470,528 坑道の坑口付けのための立坑掘削中断が見込まれていない。掘削進捗状況に応じてこれ

らの坑道の有無を柔軟に判断する。

(6) 地震観測

- 1) 地震時破砕帯挙動試験は他試験への影響がない場所で適切な破砕帯に遭遇しない場合は試験を取りやめることも想定する。

(7) 工学的技術

- 1) 各研究項目の研究期間を建設工程に合わせて変更する。
- 2) 研究内容の年度展開を表 4.1-6 に示す。
- 3) 掘削影響修復技術の研究は、H10 年度においては熱 - 水 - 応力連成研究成果を活用して実施するとしていたが、建設スケジュールと研究期間を勘案して、掘削影響試験後実施に変更する。そして、試験エリアは掘削影響試験エリアに変更する。したがって、H10 年度に提案されていた新規研究坑道（約 40 m）の掘削は不要。
- 4) 坑道修復技術の研究、熱 - 水 - 応力 - 化学連成挙動の研究、人工材料の岩盤への長期影響評価試験は研究期間を短縮する。

なお、平成 12 年までの設計研究では、中間ステージは図 4.1-1 で示すように、4 辺の坑道が立坑掘進前に建設予定であり、水平試錐計画として、4 隅から外向き放射状試錐と、北東および南東隅から立坑に向かう試錐が可能であった。外向きの試錐は水平面内の地質、地下水水圧、地下水水質を調査するためのもの、また、立坑に向かう試錐は立坑掘削の影響を計測するためのものであった。しかし、今年度の中間ステージの建設計画では、図 4.1-2 に示すように、第 2 段階の掘削予定では、ハッチで示した L 字型の部分しか掘削されず、残りは第 3 段階で掘削されるため、北東隅の試錐座は第 3 段階でしか掘削できない。そこで、当初の調査目的を配慮して、図 4.1-3 に示すように、第 2 段階においては、北西、南西、南東の 3 カ所に試錐座を確保し、さらに、南西の隅に北東に向かう試錐座を確保する。この北東に向かう試錐により、放射状試錐と立坑掘削影響調査用試錐の両方を兼ねることとする。第 3 段階においては北東の隅に試錐座を設け、断層調査等の調査ベースにする。

下方試錐座については、第 2 段階において下方地質環境モデル推定のための試錐 4 本を北西、南西、南東から削孔できるように配置する。第 3 段階において北東の試錐座から地質環境モデル検証のための試錐を削孔できるように計画する。

中間ステージにおける調査研究項目の配置を図 4.1-5 に示す。また、最深ステージにおける調査研究項目の配置を図 4.1-6（スパイラル坑道 2 周案）および図 4.1-7（スパイラル坑道 1 周案）に示す。

中間ステージにおいて、掘削影響試験場において、掘削影響試験終了後、各坑道を用いて以下の試験が実施される。

坑道 1

- 地震時挙動調査

坑道 2

- 水理／岩盤複合現象
- 人工材料の岩盤への長期影響評価試験

坑道 3

- 掘削影響修復技術の研究

坑道 4

- 熱応力下の透水試験
- 熱・水・応力・化学の連成挙動

一方、最深ステージにおける掘削影響試験場は、掘削影響試験終了後、各坑道を用いて以下の試験が実施される。

坑道 1

- 地震時挙動調査
- 地殻ひずみ調査
- 地震にともなう地質環境調査

坑道 2

- 掘削影響修復技術の研究
- 坑道修復技術の研究

坑道 3

- 岩盤空洞安定性評価試験
- 岩盤破壊機構解明試験

坑道 4

- 長期時間挙動試験

最深ステージのスパイラル坑道 2 周案と 1 周案において、研究項目ならびに研究の手順は、基本的に同じとしている。

表 4.1-1 統合された調査研究項目

研究分野	平成10年度までにとりまとめた調査研究項目	平成11年度にとりまとめた成果
地質構造	<ul style="list-style-type: none"> 立坑坑道調査 水平坑道調査 換気立坑調査 研究試験場調査 3次元地質構造調査 深部領域地質調査 	<ul style="list-style-type: none"> 地質構造調査 3次元地質構造調査 深部領域地質調査
地下水の水理	<ul style="list-style-type: none"> 水文調査 自然状態の地下水挙動調査 アクセス坑道の掘削に伴う地下水挙動調査 地下水長期挙動調査 室内透水試験 試錐孔内透水試験 坑道規模透水試験 床盤透水試験 熱応力下の透水試験 単一割れ目を対象とした透水試験 断層を対象とした透水試験 	<ul style="list-style-type: none"> 表層水理調査 地下水挙動調査 岩盤透水性評価試験
地下水の地球化学	<ul style="list-style-type: none"> 地下水の地球化学調査 地下水の地球化学的性質の長期モニタリング 岩石-地下水による水質形成機構の調査 物質移行研究の環境条件設定のための調査 掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査 坑道周辺掘削影響領域の酸化還元状態の調査 坑道周辺岩盤領域と地下水が持つ酸化還元能力に関する試験研究 水理/岩盤力学/地球化学複合現象の調査 ベントナイト-地下水相互作用の調査 	<ul style="list-style-type: none"> 地下水の地球化学的性質の調査及び長期モニタリング 3次元坑道規模地球化学特性試験 掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査 <p>(工学的技術、人工材料岩盤への長期影響評価試験へ)</p>
物質移行	<ul style="list-style-type: none"> 室内コアサンプル割れ目移行試験 単一割れ目移行試験 大規模物質移行試験 破碎帯を対象とした物質移行試験 	<ul style="list-style-type: none"> 単一割れ目物質移行試験 坑道規模物質移行試験 断層物質移行試験
岩盤力学	<ul style="list-style-type: none"> 室内力学試験 原位置岩盤試験 時間依存性の把握試験 掘削影響試験 	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤、岩石物性試験 岩盤空洞力学的安定性試験 岩盤挙動長期時間依存性試験 岩盤破壊機構解明試験(新規追加) 坑道掘削影響試験
地震観測	<ul style="list-style-type: none"> 地震動の観測 地震に伴う地質環境の変化観測 地震時破碎帯挙動調査 	<ul style="list-style-type: none"> 地震動観測 地質環境変化 地震時破碎帯挙動試験
工学的技術	<ul style="list-style-type: none"> 地下施設の設計・施工計画構築技術の研究 測定を設計にフィードバックするシステム技術の研究 大深度地質環境下での地下施設の建設技術・施工対策技術の研究 地下施設の建設による影響評価技術の研究 安全性を確保する技術の研究 大深度地質環境下での坑道損傷修復に必要な工学技術の開発 坑道閉塞試験 熱-水-応力の連成挙動の研究 人工材料の岩盤への長期影響評価研究 	<p>【大深度地質環境下における工学的技術に関する研究】</p> <ul style="list-style-type: none"> 研究坑道の設計・施工計画構築技術の研究(測定を設計にフィードバックするシステム技術の研究、研究の品質を確保する研究を含む) 研究坑道の建設技術の研究 施工対策技術の研究 安全性を確保する技術の研究 <p>【処分技術開発の基盤となる工学的技術に関する研究】</p> <ul style="list-style-type: none"> 掘削影響の修復・軽減技術の研究(熱-水-応力連成挙動の研究を含む) 人工材料の岩盤への長期影響評価試験

表4.1-2 平成10年度から平成11年度の調査研究項目の内容変化(その1)

研究分野	研究分野及び調査研究項目		H10年度調査研究スケジュール表				H10年度試験内容表		H11年度調査研究スケジュール表				
	H11年度試験大項目	H10年度調査研究項目	調査研究項目	期間	試験工程	実施時期	試験工程	備考	試験小項目(スケジュール表)	期間	試験工程	実施時期	
地質構造	地質構造調査	立坑坑道調査	立坑坑道調査(上部立坑)	H14.10~H17.3	2年6ヶ月	立坑掘削時	掘削期間中		立坑坑道調査(上部立坑)	H14.10~H17.3	2年6ヶ月	立坑掘削時	
			立坑坑道調査(下部立坑)	H18.10~H20.6	1年9ヶ月	立坑掘削時	掘削期間中		立坑坑道調査(下部立坑)	H18.10~H20.6	1年9ヶ月	立坑掘削時	
		水平坑道調査	水平坑道調査(副ステージ)	H17.4~H18.3	1年	研究坑道掘削時	掘削期間中		水平坑道調査(副ステージ)	H17.4~H18.3	1年	研究坑道掘削時	
			水平坑道調査(主要ステージ)	H20.7~H21.12	1年6ヶ月	研究坑道掘削時	掘削期間中		水平坑道調査(主要ステージ)	H20.7~H21.12	1年6ヶ月	研究坑道掘削時	
	換気立坑調査	換気立坑調査(上部換気立坑)	換気立坑調査(上部換気立坑)	H18.10~H19.6	9ヶ月	換気立坑掘削後	500mを約10日(坑壁掘削)吹付け施工の場合換気立坑掘削と交互に実施約2ヶ月		換気立坑調査(上部換気立坑)	H18.4~H18.9	6ヶ月	換気立坑掘削時(吹付け施工時)	
			換気立坑調査(下部換気立坑)	H23.4~H23.12	9ヶ月	換気立坑掘削後	同上		換気立坑調査(下部換気立坑)	H22.10~H23.3	6ヶ月	換気立坑掘削時(吹付け施工時)	
	3次元地質構造調査	研究試験場調査	研究試験場調査(副ステージ)	H18.4~H18.12	9ヶ月	研究試験場掘削時	試験場掘削後8ヶ月程度		研究試験場調査(副ステージ)	H18.4~H18.12	9ヶ月	研究試験場掘削時	
			研究試験場調査(主要ステージ)	H22.1~H22.9	9ヶ月	研究試験場掘削時	同上		研究試験場調査(主要ステージ)	H22.1~H22.9	9ヶ月	研究試験場掘削時	
			3次元地質構造調査(副ステージ)	H18.4~H19.3	1年	ステージ研究開始	1年		3次元地質構造調査(副ステージ)	H18.4~H19.3	1年	ステージ研究開始	
			3次元地質構造調査(主要ステージ)	H22.1~H22.12	1年	ステージ研究開始	1年		3次元地質構造調査(主要ステージ)	H22.1~H22.12	1年	ステージ研究開始	
深部領域地質調査	深部領域地質調査	深部領域地質調査(副ステージ)	H18.10~H19.9	1年	ステージ研究開始6ヶ月後	1年		深部領域地質調査(副ステージ)	H18.10~H19.9	1年	ステージ研究開始6ヶ月後		
		深部領域地質調査(主要ステージ)	H22.12~H24.3	1年3ヶ月	ステージ研究開始1年後	1年		深部領域地質調査(主要ステージ)	H22.12~H24.3	1年3ヶ月	ステージ研究開始1年後		
地下水の水理	表層水理調査	水文調査	水文調査(地表)	H8.4~H28.3	20年	全期間		水文調査(地表)	H8.4~H28.3	20年	全期間		
			地下水挙動調査	自然状態地下水挙動(地表試錐孔内)	H11.4~H14.3	3年	坑口掘削開始3年前	立坑掘削前に事前データ取得		自然状態地下水挙動(地表試錐孔内)	H11.4~H14.3	3年	坑口掘削開始3年前
	地下水長期挙動調査	アクセス坑道の掘削に伴う地下水挙動調査	立坑掘削時地下水挙動(予備ステージ:立坑上部掘削時)	H14.10~H17.3	2年6ヶ月	立坑掘削時			立坑掘削時地下水挙動(予備ステージ:立坑上部掘削時)	H14.10~H17.3	2年6ヶ月	立坑掘削時	
			立坑掘削時地下水挙動(予備ステージ:立坑下部掘削時)	H18.10~H20.3	1年6ヶ月	立坑掘削時			立坑掘削時地下水挙動(予備ステージ:立坑下部掘削時)	H18.10~H20.6	1年9ヶ月	立坑掘削時	
			地下水長期挙動(地表試錐孔内)	H14.4~H28.3	14年	坑口掘削開始			地下水長期挙動(地表試錐孔内)	H14.4~H28.3	14年	坑口掘削開始	
			地下水長期挙動(副ステージ)	H18.4~H28.3	10年	ステージ研究開始			地下水長期挙動(副ステージ)	H18.4~H28.3	10年	ステージ研究開始	
	岩盤透水性評価試験	室内透水試験	坑内湧水計測(全層域内)	H14.10~H28.3	13年6ヶ月	立坑掘削開始			坑内湧水計測(全層域内)	H14.10~H28.3	13年6ヶ月	立坑掘削開始	
			試錐孔内透水試験(地表)	H11.4~H14.3	3年	坑口掘削開始3年前			試錐孔内透水試験(地表)	H11.4~H14.3	3年	坑口掘削開始3年前	
			試錐孔内透水試験(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始			試錐孔内透水試験(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始	
			試錐孔内透水試験(主要ステージ)	H22.1~H28.3	6年3ヶ月	ステージ研究開始			試錐孔内透水試験(主要ステージ)	H22.1~H24.3	2年3ヶ月	ステージ研究開始	
坑道規模透水試験	坑道規模透水試験(主要ステージ)	坑道規模透水試験(主要ステージ)	H23.4~H26.3	3年	ステージ研究開始1年3ヶ月後(最終年度より逆算)	坑道掘削後(最終年度より逆算)水平坑道掘削影響試験後が原則	主要ステージで2011~2013年(オアシ)として副ステージで2006~2015年)		坑道規模透水試験(副ステージ)	H18.4~H21.3	3年	ステージ研究開始となっているが、掘削影響試験後	
		床盤透水試験	H26.4~H28.3	2年	最終年度より逆算	約9ヶ月			床盤透水試験(副ステージ)	H21.4~H23.3	2年	上段試験後	
		熱応力下の透水試験	H27.4~H28.3	1年	最終年度	約1年			熱応力下の透水試験(副ステージ)	H23.4~H24.3	1年	上段試験後	
		単一割れ目を対象とした透水試験	H18.4~H18.12	9ヶ月	ステージ研究開始	約1年			単一割れ目透水試験(副ステージ)	H18.4~H18.12	9ヶ月	ステージ研究開始	
		単一割れ目を対象とした透水試験	H22.1~H24.12	3年	ステージ研究開始	約2年			単一割れ目透水試験(主要ステージ)	H22.1~H24.12	3年	ステージ研究開始	
		断層を対象とした透水試験	H19.4~H20.3	1年	単一割れ目試験終了3ヶ月後	1年			断層透水試験(副ステージ)	H22.1~H24.12	3年	ステージ研究開始	
地下水の地球化学	地球化学的性質の調査及び長期モニタリング	地下水の地球化学的性質の調査	地下水の地球化学的性質(湧水調査)	H14.10~H23.3	8年6ヶ月	立坑掘削開始	立坑、水平坑道等の掘削時に実施		地下水の地球化学的性質(湧水調査)	H14.10~H23.3	8年6ヶ月	立坑掘削開始	
			地下水の地球化学的性質の長期モニタリング	H18.4~H28.3	10年	掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査後	副ステージ坑道掘削終了後の全研究期間10年		長期モニタリング	H23.4~H28.3	5年	上段試験後継続	
	3次元坑道規模地球化学特性試験	岩石-地下水による水質形成機構の調査	物質移行環境(主要ステージ)	H23.4~H24.3	1年	ステージ研究開始1年3ヶ月後(最終年度より逆算)	1年程度		物質移行環境(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始	
			掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査	H17.4~H18.3	1年	副ステージ掘削期間	1年(モニタリング設置)副ステージ掘削期間12ヶ月のうち地球化学は3ヶ月しかみていない。	基本計画第2案(研究坑道の掘削を4ヶ月中断する工程になっているがこれを3ヶ月とする。試錐を1ヶ月とする。)		掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査(副ステージ)	H17.4~H18.3	1年	ステージ研究開始
	坑道周辺掘削影響領域の酸化還元状態の調査	坑道周辺岩盤領域と地下水が持つ酸化還元能力に関する試験研究	酸化還元状態の調査(主要ステージ)	H22.1~H28.3	6年3ヶ月	ステージ研究開始	試錐孔掘削から6年程度を見込む。(主要ステージ全研究期間)		酸化還元状態の調査(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始	
			還元能力調査(主要ステージ)	H25.4~H28.3	3年	最終年度より逆算	試錐孔掘削から3年程度の工程を見込む。		還元能力調査(副ステージ)	H20.4~H23.3	3年	上段試験後	
	(工学的技術の人工材料に組み込み)	ベントナイト-地下水相互作用の調査	水理/岩盤/地化学複合現象(主要ステージ)	H23.4~H24.3	1年	ステージ研究開始1年3ヶ月後(最終年度より逆算)	原則として掘削影響試験の開始前から終了後までの間実施する。		水理/岩盤複合現象(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始	
			ベントナイト-地下水相互作用(副ステージ)	H19.10~H28.3	8年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	人工材料長期影響評価研究を参照		工学的技術の人工材料に組み込み				
	物質移行	単一割れ目移行試験	室内コアサンプル割れ目移行試験	コアサンプルリグ(副ステージ)	H18.10~H19.3	6ヶ月	ステージ研究開始6ヶ月後	副ステージにおけるコアサンプルリグ3日×20本		コアサンプルリグ(副ステージ)	H18.10~H19.3	6ヶ月	ステージ研究開始6ヶ月後
				コアサンプルリグ(主要ステージ)	H24.4~H24.12	9ヶ月	深部領域調査後?	同上		コアサンプルリグ(主要ステージ)	H24.4~H24.12	9ヶ月	深部領域調査後
坑道規模物質移行試験		大規模物質移行試験	単一割れ目移行試験(副ステージ)	H18.4~H19.3	1年	ステージ研究開始			単一割れ目移行試験(副ステージ)	H19.4~H20.3	1年	コアサンプルリグ後	
			単一割れ目移行試験(主要ステージ)	H22.1~H24.12	3年	ステージ研究開始	3ヶ月/本×10約3年		単一割れ目移行試験(主要ステージ)	H23.1~H25.12	3年	ステージ研究開始1年後	
			大規模物質移行試験(主要ステージ)	H25.4~H26.3	1年	最終年度より3年前	全工程4年(準備工事観測試験で3年、移行試験1年)	坑道規模透水試験との関連はないか?	大規模物質移行試験(副ステージ)	H19.4~H20.3	1年	ステージ研究開始1年後	
断層物質移行試験	断層帯を対象とした物質移行試験	断層帯物質移行試験(副ステージ)	H18.10~H19.3	6ヶ月	ステージ研究開始6ヶ月後			断層帯物質移行試験(副ステージ)					
		断層帯物質移行試験(主要ステージ)	H26.4~H27.3	1年	最終年度より2年前	全工程4年(準備工事観測試験で3年、移行試験1年)		断層帯物質移行試験(主要ステージ)	H23.1~H24.12	2年	ステージ研究開始1年後		
岩盤力学	岩盤、岩石物性試験	室内力学試験	室内力学試験	H11.10~H28.3	16年6ヶ月				室内力学試験より削除				
			原位置岩盤試験	試錐孔内力学試験	H11.4~H28.3	17年				試錐孔内力学試験より削除			
	岩盤空洞力学的安定性評価試験	時間依存性の把握試験	原位置岩盤(副ステージ)	H18.10~H19.3	6ヶ月	ステージ研究開始6ヶ月後			原位置岩盤より削除				
			原位置岩盤(主要ステージ)	H24.1~H24.12	9ヶ月				原位置岩盤より削除				
			岩盤空洞力学的安定性評価試験	H24.4~H24.9	3ヶ月	コアサンプルリグ時期とすべきであった。			岩盤空洞力学的安定性評価試験	H18.4~H21.3	3年	ステージ研究開始	
長期時間依存性試験	長期時間依存性試験	H14.10~H28.3	13年6ヶ月	立坑掘削開始			長期時間依存性試験	H18.4~H21.3	3年	ステージ研究開始			

表4.1-2 平成10年度から平成11年度の調査研究項目の内容変化(その2)

研究分野	研究分野及び調査研究項目		H10年度調査研究スケジュール表			H10年度試験内容表		H11年度調査研究スケジュール表				
	H11年度試験大項目	H10年度調査研究項目	調査研究項目	期間	試験工程	実施時期	試験工程	備考	試験小項目(スケジュール表)	期間	試験工程	実施時期
岩盤破壊機構解明試験(追加)	岩盤破壊機構解明試験(追加)								岩盤破壊機構解明試験	H18.4~H21.3	3年	ステージ研究開始
	坑道掘削影響試験	掘削影響試験	立坑掘削影響試験(上部立坑)	H16.1~H17.3	1年3ヶ月	立坑掘削時	試験期間12ヶ月(立坑掘削停止6.5月予備ステージ掘削1.5月含む)	基本計画第二案	立坑掘削影響試験(上部立坑)	H16.1~H17.3	1年3ヶ月	立坑掘削時
地震観測	地震動観測、地質環境変化	地盤動の観測 地震に伴う地質環境の変化観測	立坑掘削影響試験(下部立坑)	H24.1~H25.6	1年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	試験期間14ヶ月	基本計画第二案	立坑掘削影響試験(下部立坑)	H24.1~H25.6	1年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後
			水平坑道掘削影響試験(副ステージ)	H18.4~H19.9	1年6ヶ月	ステージ研究開始	試験期間17ヶ月	基本計画第二案	水平坑道掘削影響試験(副ステージ)	H18.4~H19.9	1年6ヶ月	ステージ研究開始
地震観測	地震動観測、地質環境変化	地盤動の観測 地震に伴う地質環境の変化観測	水平坑道掘削影響試験(主要ステージ)	H22.1~H23.12	2年	ステージ研究開始	試験期間22ヶ月	基本計画第二案	水平坑道掘削影響試験(主要ステージ)	H22.1~H23.12	2年	ステージ研究開始
			地震時挙動	H14.10~H28.3	13年6ヶ月	立坑掘削開始	建設終了後に計測機器設置の計画構築	地下深部の地震動特性	地震時挙動	H14.10~H28.3	13年6ヶ月	立坑掘削開始
地震観測	地震動観測、地質環境変化	地盤動の観測 地震に伴う地質環境の変化観測	地震に伴う地質環境の変化(副又は主要ステージ)	H19.10~H28.3	8年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	建設終了後に計測機器設置の計画構築		地震時挙動	H19.10~H28.3	8年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後
			地震時破砕帯挙動調査	H19.10~H28.3	8年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	他の試験、調査が完了した坑道で実施		地震時破砕帯挙動調査(主要ステージ)	H22.4~H28.3	6年	ステージ研究開始3ヵ月後となっているが掘削影響試験後
工学的技術	研究坑道の設計・施工計画構築技術の研究	地下施設の設計・施工計画構築技術の研究 測定を設計にフィードバックするシステム技術の研究	地下施設の設計・施工計画構築技術	H11.10~H28.3	16年6ヶ月		計画2年で地下施設建設に適用		研究坑道の設計・施工計画構築技術	H11.7~H18.3	6年9ヶ月	
			測定を設計にフィードバックする技術	H14.10~H28.3	13年6ヶ月	立坑掘削開始	計画2年で地下施設建設に適用		研究の品質を確保する技術	H13.4~H21.3	8年	
工学的技術	研究坑道の建設技術の研究	大深度地質環境下での地下施設の建設技術・施工対策技術の研究	施工対策技術(註:本来は建設技術・施工対策技術とすべきであった。)	H14.10~H28.3	13年6ヶ月	立坑掘削開始	計画1年で地下施設建設時の地質環境変化の遭遇時に適用		立坑・水平坑道建設技術	H14.10~H18.3	3年6ヶ月	立坑掘削開始
			斜坑建設技術	H20.7~H21.12	1年6ヶ月				斜坑建設技術	H20.7~H21.12	1年6ヶ月	バリエーション掘削開始
工学的技術	安全性を確保する技術の研究	安全性を確保する技術の研究	安全性を確保する技術	H15.10~H28.3	12年6ヶ月	立坑掘削開始1年後	計画2年で地下施設建設に適用		立坑・水平坑道建設技術	H14.10~H18.3	3年6ヶ月	立坑掘削開始
			掘削影響の修復・軽減技術の研究	H23.7~H28.3	4年9ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	参考例として5年熱・水・応力見直し・計画1年~準備実施1年~試験のブランク3年	試験内容表では連成研究結果となっている。	掘削影響修復に必要な工学技術の開発・実演(副ステージ)?副ステージで実施??	H17.4~H19.3	2年	研究坑道掘削開始
工学的技術	地下施設の建設による影響評価技術の研究	地下施設の建設による影響評価技術の研究	地下施設の建設による影響評価技術	H14.10~H28.3	13年6ヶ月	立坑掘削開始	具体的な研究内容は掘削影響試験として実施される。		掘削影響修復に必要な工学技術の開発・実演(主要ステージ)	H24.1~H25.12	2年	水平坑道掘削影響試験後
			坑道閉塞試験	H23.7~H28.3	4年9ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	参考例として6年間(掘削影響評価・計画1年~計画4年~適用性・確認のブランク1年)		坑道修復確認試験(主要ステージ??)	H19.4~H23.3	4年	掘削影響修復に必要な工学技術の開発・実演(副ステージ)後
工学的技術	熱・水・応力の連成挙動の研究	熱・水・応力の連成挙動(副ステージ)	熱・水・応力の連成挙動(副ステージ)	H19.10~H28.3	8年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	参考例として13年間(掘削影響評価・計画1年~計画9+1.5年~適用性・確認のブランク1.5年)		熱・水・応力・化学の連成挙動(副ステージ)	H18.4~H21.3以降継続		ステージ研究開始となっているが水平坑道掘削影響試験後
			人工材料の岩盤への長期影響評価試験	H19.10~H28.3	8年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	参考例として13年間(掘削影響評価・計画1年~計画11年~適用性・確認のブランク1年)		人工材料の岩盤への長期影響試験(副ステージ)	H18.4~H28.3	10年	ステージ研究開始となっているが水平坑道掘削影響試験後

表 4.1-3 調査研究スケジュール案 (平成11年度その1)

年 度	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	備 考													
	平成8年	平成9年	平成10年	平成11年	平成12年	平成13年	平成14年	平成15年	平成16年	平成17年	平成18年	平成19年	平成20年	平成21年	平成22年	平成23年	平成24年	平成25年	平成26年	平成27年														
超深地層研究所 全体スケジュール	設計研究		実施設計			立坑掘削 (500m)		坑道 (400m)		副ステージ研究 立坑掘削 (400m)		研究坑道掘削 (730m)		主要ステージ研究																				
地表調査	試錐調査 11孔																																	
地質構造	地質構造調査							立坑坑道調査(1)		立坑坑道調査(2)																								
	3次元地質構造調査							水平坑道調査(1)		水平坑道調査(2)																								
	深部領域地質調査							換気立坑調査(1)		換気立坑調査(2)																								
	深部領域地質調査							研究試験場調査(1)		研究試験場調査(2)																								
地下水の水理	表層水理調査	水文調査																				地表												
	地下水挙動調査	自然状態地下水挙動				立坑掘削時地下水挙動				立坑掘削時地下水挙動				地下水長期挙動(地表試錐孔、坑内湧水計測など)				地下水長期挙動(1)								地下水長期挙動(2)								地表試錐孔内、坑内 予備ステージ 副ステージ 主要ステージ
	透水性評価試験	試錐孔内透水試験(1)地表								単一割れ目透水試験(1)副ステージ				坑道規模透水試験				単一割れ目透水試験(2)主要ステージ				断層透水試験-主要ステージ				副ステージ								
	地下水の地球化学					地下水の地球化学調査(湧水調査)、水質形成機構調査								酸化還元状態の調査				還元能力調査				長期モニタリング												
物質移行	単一割れ目物質移行試験							掘削に伴う地下水の地球化学的性質の変化の調査				物質移行環境、水理/岩盤複合現象				コアサンプリング(1)				単一割れ目(1)				コアサンプリング(2)				単一割れ目移行試験(2)				(1)副ステージ (2)主要ステージ (1)副ステージ (2)主要ステージ		
	坑道規模物質移行試験															坑道規模物質移行試験								副ステージ										
	断層物質移行試験																			断層物質移行試験				主要ステージ										

表 4.1-3 調査研究スケジュール案 (平成11年その2)

年 度		1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	備考
		平成8年	平成9年	平成10年	平成11年	平成12年	平成13年	平成14年	平成15年	平成16年	平成17年	平成18年	平成19年	平成20年	平成21年	平成22年	平成23年	平成24年	平成25年	平成26年	平成27年	
超深地層研究所 全体スケジュール		設計研究		実施設計			立坑掘削 (500m)	坑道 (400m)	換気立坑掘削	立坑掘削 (400m)	副ステージ研究	研究坑道掘削 (730m)	換気立坑掘削		主要ステージ研究							
岩盤力学	掘削影響試験							立坑掘削影響試験(1)				立坑掘削影響試験(2)						(1)上部立坑 (2)下部立坑				
	岩盤空洞長期力学的 安定性評価試験, 長期時間 依存性試験										水平坑道掘削影響試験(1)			水平坑道掘削影響試験(2)						(1)副ステージ (2)主要ステージ		
	岩盤破壊機構 解 明試験										岩盤空洞安定性評価試験		長期時間依存性試験		岩盤破壊機構解明試験							
地震観測	地震動観測, 地質環境変化 観測												地震時挙動							副又は主要ステージ		
	地震時破碎帯 挙 動												地震時破碎帯挙動調査							主要ステージ		
工学的技術	研究坑道設計・施 工計画構築 技術					研究坑道の設計・施工計画構築技術																
	研究坑道 建設技術							研究の品質を確保する技術														
	施工対策技術							立坑・水平坑道建設時施工対策技術			斜坑建設時施工対策技術		断層対策技術									
	安全性を 確保する技術							建設時安全性を確保する技術			作業時安全性を確保する技術											
	掘削影響修復・ 軽減技術							掘削影響修復に必要な工学的技術の開発・実演			建設、掘削影響、坑道修復による影響評価技術							主要ステージ				
調査技術 調査機器	人工材料の長期影響 試験										坑道修復確認試験							主要ステージ				
	調査技術・機器の開 発・高度化										熱・水・応力・化学の連成挙動							副ステージ				
											人工材料の岩盤への長期影響試験							副ステージ				
											モニタリング装置・技術の開発											
											変状調査技術・装置の開発											
											変状対策技術の開発											

表 4.1-4 調査研究項目の変更点 (平成12年度) (その1)

研究分野及び調査研究項目		H11年度調査研究スケジュール表				H12年度調査研究スケジュール表				内容変更	研究意義	不具合理理由/変更案		
研究分野	H11年度試験大項目	H10年度調査研究項目	試験小項目(スケジュール表)	期間	試験工程	実施時期	試験小項目(スケジュール表)	期間	試験工程				実施時期	
地質構造	地質構造調査	・立坑坑道調査	立坑坑道調査(上部立坑)	H14.10~H17.3	2年6ヶ月	立坑掘削時	立坑坑道調査(深度500m迄)	H17.1~H19.3	2年3ヶ月	立坑掘削時	調査期間変更	有り		
			立坑坑道調査(下部立坑)	H18.10~H20.6	1年9ヶ月	立坑掘削時	立坑坑道調査(深度500mから900m迄)	H19.7~H21.3	1年9ヶ月	立坑掘削時	調査期間変更	有り		
								立坑坑道調査(深度900mから1020m迄)	H26.5~H27.5	1年1ヶ月	立坑掘削時	調査期間変更	有り	
								予備ステージ調査(深度500m迄)	H17.3~H18.7	1.5ヶ月/箇所	立坑深度100, 200, 300, 400m到達時	JNC研究計画に従い、新規追加	有り	
								予備ステージ調査(深度500mから900m迄)	H19.3~H20.3	1.5ヶ月/箇所	立坑深度600, 700, 800, 900m到達時	JNC研究計画に従い、新規追加	有り	
		・水平坑道調査	水平坑道調査(副ステージ)	H17.4~H18.3	1年	研究坑道掘削時	水平坑道調査(中間ステージ)	H18.10~H19.9	1年	水平坑道掘削時	調査期間変更	有り		
	水平坑道調査(主要ステージ)		H20.7~H21.12	1年6ヶ月	研究坑道掘削時	水平坑道調査(最深ステージ)	H21.4~H22.3	1年	スパイラル坑道掘削時	調査期間変更	有り			
							予備ステージ坑道調査(深度470m, 528m)	H22.4 - H22.9	6ヶ月	見学用昇降設備完成後	試験坑道調査(中間ステージ)から別途記載	有り		
			・換気立坑調査	換気立坑調査(上部換気立坑)	H18.4~H18.9	6ヶ月	換気立坑掘削時(吹付け施工時)	換気立坑調査(深度500m迄)	H17.1~H18.9	1年9ヶ月	換気立坑掘削時	施工法がレイズボローからショートステップ工法への変更に伴い、調査内容の変更	有り	なし/立坑坑道調査と同じ方法
	換気立坑調査(下部換気立坑)			H22.10~H23.3	6ヶ月	換気立坑掘削時(吹付け施工時)	換気立坑調査(深度500mから900m迄)	H19.10~H21.3	1年6ヶ月	換気立坑掘削時	施工法がレイズボローからショートステップ工法への変更に伴い、調査内容の変更	有り	なし/立坑坑道調査と同じ方法	
	3次元地質構造調査	・研究試験場調査	研究試験場調査(副ステージ)	H18.4~H18.12	9ヶ月	研究試験場掘削時	試験坑道調査(中間ステージ)	H23.4~H23.12	9ヶ月	試験坑道掘削時	調査期間変更	有り		
研究試験場調査(主要ステージ)			H22.1~H22.9	9ヶ月	研究試験場掘削時	試験坑道調査(最深ステージ)	H25.2~H26.4	1年3ヶ月	試験坑道掘削時	調査期間変更	有り			
	・3次元地質構造調査	3次元地質構造調査(副ステージ)	H18.4~H19.3	1年	ステージ研究開始	3次元地質構造調査(中間ステージ)	H19.6~H20.5	1年	中間ステージ掘削後	調査期間変更	有り	坑道長さ減に伴う他試験との競合による試験可能領域の減少		
3次元地質構造調査(主要ステージ)		H22.1~H22.12	1年	ステージ研究開始	3次元地質構造調査(最深ステージ)	H25.4~H26.3	1年	ステージ研究開始	なし	有り				
	深部領域地質調査	・深部領域地質調査	深部領域地質調査(副ステージ)	H18.10~H19.9	1年	ステージ研究開始6ヶ月後	深部領域地質調査(中間ステージ)	H19.6~H20.5	1年	中間ステージ掘削後	ボーリングが4本から3本に減少	有り		
深部領域地質調査(主要ステージ)			H22.12~H24.3	1年3ヶ月	ステージ研究開始1年後	深部領域地質調査(最深ステージ)	H26.4~H27.6	1年3ヶ月	ステージ研究開始1年後	なし	有り			
地下水の水利	表層水理調査	・水文調査	水文調査(地表)	H8.4~H28.3	20年	全期間	水文調査(地表)	H8.4~H28.3	15年	全期間	調査期間変更	有り		
			自然状態地下水挙動調査	H11.4~H14.3	3年	坑口部掘削開始3年前	自然状態地下水挙動(地表試錐孔内)	H14.4~H17.3	3年	坑口部掘削開始3年前	調査期間変更	有り		
	地下水挙動調査	・アクセス坑道の掘削に伴う地下水挙動調査	立坑掘削時地下水挙動(予備ステージ:立坑上部掘削時)	H14.10~H17.3	2年6ヶ月	立坑掘削時	立坑掘削時地下水挙動(予備ステージ:立坑上部掘削時)	H17.1~H21.3	3年3ヶ月	立坑掘削時	調査期間変更	有り		
			立坑掘削時地下水挙動(予備ステージ:立坑下部掘削時)	H18.10~H20.3	1年6ヶ月	立坑掘削時	立坑掘削時地下水挙動(予備ステージ:立坑下部掘削時)	H19.7~H21.3	2年6ヶ月	立坑掘削時	調査期間変更	有り		
		・地下水長期挙動調査	地下水長期挙動(地表試錐孔内)	H14.4~H28.3	14年	坑口部掘削開始	地下水長期挙動(地表試錐孔内)	H17.1~H28.3	11年3ヶ月	坑口部掘削開始	調査期間変更	有り		
			地下水長期挙動(副ステージ)	H18.4~H28.3	10年	ステージ研究開始	地下水長期挙動(中間ステージ)	H21.4~H28.3	7年	ステージ研究開始	調査期間変更	有り		
		・断層を対象とした透水試験	地下水長期挙動(主要ステージ)	H22.1~H28.3	6年3ヶ月	ステージ研究開始	地下水長期挙動(最深ステージ)	H25.1~H28.3	3年3ヶ月	ステージ研究開始	調査期間変更	有り		
	地下水長期挙動に含める。					地下水長期挙動に含める。				調査期間変更	有り			
	岩盤透水性評価試験	・室内透水試験	試錐孔内透水試験	H11.4~H14.3	3年	坑口部掘削開始3年前	試錐孔内透水試験(地表)	H14.1~H16.2	3年	坑口部掘削開始3年前	調査期間変更	有り		
			試錐孔内透水試験(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始	試錐孔内透水試験(中間ステージ)	H19.10~H21.9	2年	ステージ研究開始	調査期間変更	有り		
	・試錐孔内透水試験	試錐孔内透水試験(主要ステージ)	H22.1~H24.3	2年3ヶ月	ステージ研究開始	試錐孔内透水試験(最深ステージ)	H25.1~H27.3	2年3ヶ月	ステージ研究開始	調査期間変更	有り			
		・坑道規模透水試験	坑道規模透水試験(副ステージ)	H18.4~H21.3	3年	ステージ研究開始となっているが、掘削影響試験後ではないか??	坑道規模透水試験(中間ステージ)	H23.4~H26.3	3年	ステージ研究開始となっているが、掘削影響試験後	調査期間変更	有り	水平坑道掘削影響試験後	
	・床盤透水試験		床盤透水試験(副ステージ)	H21.4~H23.3	2年	上段試験後	床盤透水試験(中間ステージ)	H25.4~H27.3	2年	上段試験後	調査期間変更	有り		
		・熱応力下の透水試験	熱応力下の透水試験(副ステージ)	H23.4~H24.3	1年	上段試験後	熱応力下の透水試験(中間ステージ)	H27.4~H28.3	1年	上段試験後	調査期間変更	有り		
	・単一割れ目を対象とした透水試験		単一割れ目透水試験(副ステージ)	H18.4~H18.12	9ヶ月	ステージ研究開始	単一割れ目透水試験(中間ステージ)	H25.10~H22.6	9ヶ月	ステージ研究開始	調査期間変更	有り		
		・断層を対象とした透水試験	単一割れ目透水試験(主要ステージ)	H22.1~H24.12	3年	ステージ研究開始	単一割れ目透水試験(最深ステージ)	H25.4~H28.3	3年	ステージ研究開始	調査期間変更	有り		
	地下水の地球化学		・地下水の地球化学調査	地下水の地球化学調査(湧水調査)	H14.10~H23.3	8年6ヶ月	立坑掘削開始	地下水の地球化学調査(湧水調査)	H17.1~H26.4	9年4ヶ月	立坑掘削開始後研究坑道掘削終了	調査期間変更	有り	
地下水の地球化学調査(長期モニタリング)		H23.4~H28.3		5年	上段試験後継続	長期モニタリング	H26.5~H28.3	1年9ヶ月	上段試験後継続	調査期間変更	有り			
	3次元坑道規模地球化学特性試験	・岩石-地下水による水質形成機構の調査	水質形成機構調査	H14.10~H23.3	8年6ヶ月	立坑掘削開始	水質形成機構調査	H17.1~H26.4	9年4ヶ月	立坑掘削開始後研究坑道掘削終了	調査期間変更	有り		
物質移行研究の環境条件設定のための調査			物質移行環境(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始	物質移行環境(中間ステージ)	H19.6~H21.5	2年	水平坑道掘削後	調査期間変更	有り	坑道長さ減に伴う他試験との競合による試験可能領域の減少	
	掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査	・掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査	掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査(副ステージ)	H17.4~H18.3	1年	ステージ研究開始	酸化還元境界の評価調査(予備ステージ)	H17.5~H18.7	各深度1年(当面)	予備ステージ(深度100, 200, 300, 400m)掘削時	各深度ごとの調査に変更	有り	基本計画第二案は水平坑道掘削による変化の調査/基本計画第一案に変更各深度での調査に継承されている工程が1.5ヶ月	
酸化還元境界の評価調査(中間ステージ)			H19.6~H20.5	1年(当面)	立坑掘削再開前	中間ステージにて行う調査に変更	有り	基本計画第二案は水平坑道掘削による変化の調査/中間ステージから行う基本計画第一案に変更						
	・坑道周辺掘削影響領域の酸化還元状態の調査	酸化還元状態の調査(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始	酸化還元状態の調査(中間ステージ)	H19.6~H21.5	2年	水平坑道掘削後	調査期間変更	有り	坑道長さ減に伴う他試験との競合による試験可能領域の減少		
還元能力調査(副ステージ)		H20.4~H23.3	3年	上段試験後	還元能力調査(中間ステージ)	H19.6~H22.5	3年	水平坑道掘削後	調査期間変更	有り	坑道長さ減に伴う他試験との競合による試験可能領域の減少			
	・水理/岩盤力学/地球化学複合現象の調査	水理/岩盤複合現象(副ステージ)	H18.4~H20.3	2年	ステージ研究開始	水理/岩盤複合現象(中間ステージ)	H19.6~H21.5	2年	水平坑道掘削後	調査期間変更	有り	坑道長さ減に伴う他試験との競合による試験可能領域の減少		
(工学的技術の人工材料に組み込み)		工学的技術の人工材料に組み込み				工学的技術の人工材料に組み込み								
物質移行	単一割れ目移行試験	・室内コアサンプル割れ目移行試験	コアサンプリング(副ステージ)	H18.10~H19.3	6ヶ月	ステージ研究開始6ヶ月後	コアサンプリング(中間ステージ)	H19.10~H20.3	6ヶ月	ステージ研究開始6ヶ月後	調査期間変更	有り		

表 4.1-4 調査研究項目の変更点 (平成12年度) (その2)

研究分野及び調査研究項目			H11年度調査研究スケジュール表				H12年度調査研究スケジュール表				内容変更	研究意義	不具理由/変更案	
研究分野	H11年度試験大項目	H10年度調査研究項目	試験小項目(スケジュール表)	期間	試験工程	実施時期	試験小項目(スケジュール表)	期間	試験工程	実施時期				
		単一割れ目移行試験	コウブリック(主要ステージ) 単一割れ目移行試験(副ステージ)	H24.4~H24.12 H19.4~H20.3	9ヶ月 1年	深部領域調査後? コウブリック後	コウブリック(最深ステージ) 単一割れ目移行試験(中間ステージ)	H25.7~H26.3 H20.4~H21.3	9ヶ月 1年	深部領域調査後 コウブリック後	調査期間変更 調査期間変更	有り 有り		
		坑道規模物質移行試験	単一割れ目移行試験(主要ステージ) 坑道規模物質移行試験(副ステージ)	H23.1~H25.12 H19.4~H20.3	3年 1年	ステージ研究開始1年後 ステージ研究開始1年後	単一割れ目移行試験(最深ステージ) 坑道規模物質移行試験(中間ステージ)	H25.4~H28.3 H21.4~H22.3	3年 1年	ステージ研究開始1年後 ステージ研究開始1年後	調査期間変更 調査期間変更	有り 有り		水平坑道掘削試験後
		断層物質移行試験	断層物質移行試験(主要ステージ)	H23.1~H24.12	2年	ステージ研究開始1年後	断層物質移行試験(最深ステージ)	H24.4~H26.3	2年	ステージ研究開始1年後	調査期間変更	有り		立坑が断層通過前
岩盤力学		岩盤空洞力学的安全性評価試験	岩盤空洞力学的安全性評価試験	H18.4~H21.3	3年	ステージ研究開始	岩盤空洞力学的安全性評価試験	H23.4~H27.3	4年	水平坑道掘削影響試験と同時期	内容未定のため不明、研究期間の変更	有り		内容が未定のため不具合も不明であるが、掘削影響試験の領域で同時期に実施可能なものであれば問題はない
		長期時間依存性試験	長期時間依存性試験	H18.4~H21.3	3年	ステージ研究開始	長期時間依存性試験	H23.4~H28.3	5年	立坑、水平坑道掘削影響試験の開始以降、全研究が終了するまでの期間	調査期間変更	有り		下部立坑や最深ステージ水平坑道における研究期間は短く、研究意義が薄れることも考えられるが、試験の中止は柔軟に対応が可能である
		岩盤破壊機構解明試験(追加)	岩盤破壊機構解明試験	H18.4~H21.3	3年	ステージ研究開始	岩盤破壊機構解明試験	H23.4~H27.3	4年	水平坑道掘削影響試験と同時期	調査期間変更	有り		内容が未定のため不具合も不明であるが、水平坑道掘削影響試験の領域で同時期に実施可能なものであれば問題はない
		坑道掘削影響試験	掘削影響試験	立坑掘削影響試験(上部立坑)	H16.1~H17.3	1年3ヶ月	立坑掘削時	削除	削除	削除	試験取りやめ	試験取りやめにより、深度依存性把握ができなくなる		5カ月間の立坑掘削中断が必要であるが、全体工程確保の観点からこの中断は見込めない
			立坑掘削影響試験(下部立坑)	H24.1~H25.6	1年6ヶ月	水平坑道掘削影響試験後	立坑掘削影響試験(下部立坑)	H26.1~H27.6	1年6ヶ月	最深部の水平坑道掘削影響試験後	調査期間変更	有り		なし
			水平坑道掘削影響試験(副ステージ)	H18.4~H19.9	1年6ヶ月	ステージ研究開始	水平坑道掘削影響試験(中間ステージ)	H23.4~H24.9	1年6ヶ月	中間ステージ外周主要坑道掘削後&GL-470、528計測坑道掘削完了後	調査期間変更	有り		GL-470、528坑道の坑口付けのための立坑掘削中断が見込まれていない。掘削進捗状況に応じてこれらの坑道の有無を柔軟に判断する
			水平坑道掘削影響試験(主要ステージ)	H22.1~H23.12	2年	ステージ研究開始	水平坑道掘削影響試験(最深ステージ)	H25.4~H27.3	2年	GL-100坑道最深ステージ到達後	調査期間変更	有り		なし
地震観測		地震動観測、地質環境変化	地震動の観測 地震に伴う地質環境の変化観測	地震時挙動 H19.10~H28.3	13年6ヶ月 8年6ヶ月	立坑掘削開始 水平坑道掘削影響試験後	地震時挙動 地殻ひずみ	H17.1~H28.3 H17.6~H28.3	12年3ヶ月 11年9ヶ月	立坑掘削開始後 GL-100予備ステージ掘削完了後	調査期間変更 調査期間変更	有り 有り		なし なし
		地震時破砕帯挙動試験	地震時破砕帯挙動調査	地震時破砕帯挙動調査(主要ステージ)	H22.4~H28.3	6年	ステージ研究開始3ヵ月後となっているが掘削影響試験後ではないか?	破砕帯を挟んだ水平坑道で実施するため予め場所や時期を特定できない	同左	左記により特定できないが、開始以降は全研究が終了するまでの期間実施することが望まれる	なし	有り		他試験への影響がない場所適切な破砕帯に遭遇しない場合は試験を取りやめることも想定する。
工学的技術		研究坑道の設計・施工計画構築技術の研究	地下施設の設計・施工計画構築技術の研究	研究坑道の設計・施工計画構築技術	H11.7~H18.3	6年9ヶ月		設計手法・設計体系の整備	H12.4~H23.3	11年	水平坑道・研究坑道実施設計準備期間~最深ステージ(L360m)掘削終了	有り		表4.1-5参照
			測定を設計にフィードバックするシステム技術の研究	研究の品質を確保する技術	H13.4~H21.3	8年		研究の品質を確保する研究	H13.4~H28.3	15年	水平坑道・研究坑道実施設計準備期間~中間・最深ステージ研究終了	有り		表4.1-5参照
		研究坑道の建設技術の研究	大深度地質環境下での地下施設の建設技術・施工対策技術の研究	立坑・水平坑道建設技術	H14.10~H18.3	3年6ヶ月	立坑掘削開始	研究坑道の建設技術の研究(H10年度スケジュール表の表示スタイルに変更)	H15.4~H27.5	12年2ヶ月	立坑掘削準備期間~最深ステージ掘削終了	有り		表4.1-5参照
		施工対策技術の研究	斜坑建設技術 立坑・水平坑道建設時施工対策技術 斜坑建設時施工対策技術 断層対策技術	斜坑建設技術 H20.7~H21.12 H14.10~H18.3 H20.7~H21.12 H24.1~H25.6	1年6ヶ月 3年6ヶ月 1年6ヶ月 1年6ヶ月	GL-100掘削開始 立坑掘削開始 GL-100掘削開始 水平坑道掘削影響試験後	施工対策技術の研究(同上)	H15.4~H27.5	12年2ヶ月	立坑掘削準備期間~最深ステージ掘削終了	有り		表4.1-5参照	
		安全性を確保する技術の研究	安全性を確保する技術の研究	建設時安全性を確保する技術 掘削時安全性を確保する技術	H14.10~H18.3 H18.4~H21.9	3年6ヶ月 3年6ヶ月	立坑掘削開始 副ステージ研究開始	安全性を確保する技術の研究(同上)	H15.4~H28.3	13年	立坑掘削準備期間~中間・最深ステージ研究終了	有り		表4.1-5参照
		掘削影響の修復・軽減技術の研究	大深度地質環境下での坑道構造物修復に必要となる工学技術の開発・実演(副ステージ)?副ステージで実施??	掘削影響修復に必要となる工学技術の開発・実演(主要ステージ)	H17.4~H19.3 H24.1~H25.12	2年 2年	立坑掘削影響試験後 水平坑道掘削影響試験後	掘削影響修復技術の研究(中間ステージ) 掘削影響修復技術の研究(最深ステージ)	H23.4~H28.3 H25.10~H28.3	5年 2年6ヶ月	中間ステージでの掘削影響試験後 最深ステージでの掘削影響試験後	有り 有り		表4.1-5参照 表4.1-5参照
			地下施設の建設による影響評価技術の研究	建設、掘削影響、坑道修復による影響評価技術	H14.10~H24.3	9年6ヶ月	立坑掘削開始~水平坑道掘削影響試験完了	項目削除 (H11年度研究項目統合済。ただし、H11年度のスケジュール表にのみ項目が残っている。)						施工対策技術の研究に吸収
			坑道閉塞試験	坑道修復確認試験(副ステージ)	H19.4~H23.3	4年	副ステージでの水平坑道掘削影響試験後	坑道修復技術の研究(最深ステージ)	H24.4~H28.3	4年	最深ステージ研究坑道掘削時に人工材料(ベントナイト系/セメント系材料など)で坑道修復	有り		表4.1-5参照
			熱・水・応力の連成挙動の研究	熱・水・応力・化学の連成挙動(副ステージ)	H18.4~H21.3以降継続		副ステージでの水平坑道掘削影響試験着手後	熱・水・応力・化学の連成挙動の研究(中間ステージ)	H23.4~H28.3	5年	中間ステージでの掘削影響試験後	有り		表4.1-5参照
		人工材料の岩盤への長期影響評価試験	人工材料の岩盤への長期影響評価試験	人工材料の岩盤への長期影響評価試験(副ステージ)	H18.4~H28.3	10年	副ステージでの水平坑道掘削影響試験領域試験着手後	人工材料の岩盤への長期影響評価試験(中間ステージ)	H23.4~H28.3	5年	中間ステージでの掘削影響試験後	有り		表4.1-5参照

表 4.1-5 H12年度 工学的技術 調査研究内容変更詳細 (その1)

調査研究大項目	調査研究小項目	調査研究内容変更案
大深度地質環境下における工学的技術に関する研究	設計手法・設計体系の整備	<p>1. 主要な変更点</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 調査研究小項目名の変更 (JNC 殿の H12 年度の研究構成名にあわせた) ・ 研究期間の変更 <p>2. 研究内容</p> <p>1) 調査研究期間: H12.4~H23.3 (11 年)</p> <p>2) 試験実施時期: 水平坑道・研究坑道実施設計準備期間から主立坑坑口仮設備設置、主立坑、換気立坑掘削 500m 掘削、中間ステージ掘削、主立坑、換気立坑 900m 掘削を通し最深ステージ (L360 m) 掘削終了時まで</p> <p>3) 年度ごとの研究内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H12 年度: <ul style="list-style-type: none"> 大深度地下施設の設計手法、設計体系に関して (基準、マニュアル) - 設計思想、設計体系、フィードバックシステム、設計手法、実証方法など (これまでの設計研究の反映) ・ H13~H16 年度: 開発段階 <ul style="list-style-type: none"> 研究坑道の設計手法、設計体系の整備、フィードバックシステムの開発 ・ H17~H19 年度: 適用性確認、改良段階 <ul style="list-style-type: none"> 研究坑道の設計手法、設計体系の適用性研究、フィードバックシステムの適用性研究 ・ H20~H22 年度: 実証段階 <ul style="list-style-type: none"> 研究坑道の設計手法、設計体系の実証、フィードバックシステムの実証 <p>3. その他特記事項</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H11 年度に H10 年度の「地下施設の設計・施工計画構築技術の研究」と「測定を設計にフィードバックするシステム技術の研究」が統合されている
	研究の品質を確保する研究	<p>1. 主要な変更点</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 研究期間の変更 <p>2. 研究内容</p> <p>1) 調査研究期間: H13.4~H28.3 (15 年)</p> <p>2) 試験実施時期: 水平坑道・研究坑道実施設計準備期間から中間ステージ、最深ステージでの研究終了時まで</p> <p>3) 年度ごとの研究内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H13~H16 年度: <ul style="list-style-type: none"> 研究品質管理システム (地質環境情報管理システムを含む) の構築及び開発 ・ H17~H21 年度: <ul style="list-style-type: none"> 研究品質管理システムの運用・改良 ・ H21~H27 年度: <ul style="list-style-type: none"> 研究品質管理システムの適用性評価・実証 <p>3. その他特記事項</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H11 年度に調査研究小項目として新たに追加されている

表 4.1-5 H12年度 工学的技術 調査研究内容変更詳細 (その2)

調査研究大項目	調査研究小項目	調査研究内容変更案
<p style="writing-mode: vertical-rl; text-orientation: upright;">大深度地質環境下における工学的技術に関する研究</p>	<p>研究坑道の建設技術の研究</p> <ul style="list-style-type: none"> ・設計・施工管理システムの構築 ・掘削技術・支保工の適用、開発 ・前方予知技術 	<p>1. 主要な変更点</p> <ul style="list-style-type: none"> ・調査研究小項目名の変更 (JNC 殿の H12 年度の研究構成名にあわせた) ・研究期間の変更 <p>2. 研究内容</p> <p>1) 調査研究期間：H15.4～H27.5 (12 年 2 ヶ月)</p> <p>2) 試験実施時期：立坑掘削準備期間 (坑口仮設備設置) から主立坑、換気立坑掘削 500m 掘削、中間ステージ掘削、主立坑、換気立坑 900m 掘削を通し最深ステージ掘削終了時まで</p> <p>3) 年度ごとの研究内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H15～H16 年度： <ul style="list-style-type: none"> - 立坑、水平坑道掘削に適用する機械の適用性、安全性の事前検討 - 立坑、水平坑道掘削に適用する支保工、補強工法の適用性の事前検討 - 支保工、補強工法に関する品質管理システムの構築と管理技術の適用性の事前検討 - 設計・施工管理システムの構築と開発 - 前方予知技術の調査検討と開発 ・ H17～H20 年度： <ul style="list-style-type: none"> - 立坑、水平坑道掘削に適用する機械の適用、改良 - 立坑、水平坑道掘削に適用する支保工、補強工法の適用、改良 - 支保工、補強工法に関する品質管理システムの運用、改良 - 設計・施工管理システムの運用、改良 - 前方予知技術の適用、改良 ・ H21～H27 年度： <ul style="list-style-type: none"> - 立坑、水平坑道掘削に適用する機械の適用性、安全性の評価 - 立坑、水平坑道掘削に適用する支保工、補強工法の適用性の評価 - 支保工、補強工法に関する品質管理システムの構築と管理技術の適用性の評価 - 設計・施工管理システムの適用性の評価 - 前方予知技術の確立 <p>3. その他特記事項</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H11 年度に H10 年度の「大深度地質環境下での地下施設の建設技術、および施工対策技術の研究」が分離されている

表 4.1-5 H12年度 工学的技術 調査研究内容変更詳細 (その3)

調査研究大項目	調査研究小項目	調査研究内容変更案
大深度地質環境下における工学的技術に関する研究	施工対策技術の研究 施工対策技術の研究 ・遭遇事象の予測技術 ・対策工の開発 ・地質環境への対策工の影響評価	1. 主要な変更点 ・調査研究小項目名の変更（JNC 殿の H12 年度の研究構成名にあわせた） ・研究期間の変更 2. 研究内容 1) 調査研究期間： H15.4～H27.5 (12年2ヶ月) 2) 試験実施時期： 立坑掘削準備期間（坑口仮設備設置）から主立坑、換気立坑掘削 500m 掘削、中間ステージ掘削、主立坑、換気立坑 900m 掘削を通し最深ステージ掘削終了時まで 3) 年度ごとの研究内容 ・ H15～H16 年度： - 大深度地質環境下における遭遇事象の予測技術の調査（事象、予測技術の調査）、予測システムの構築 - 対策工（新材料支保工、グラウト工、先受け工など）の適用性、品質管理技術の調査 - 地質環境への対策工などの影響に関する調査 ・ H17～H20 年度： - 大深度地質環境下における遭遇事象の予測技術、システムの適用とその評価 - 対策工（新材料支保工、グラウト工、先受け工など）の適用性、品質管理技術の評価 - 地質環境への対策工などの影響評価 ・ H21～H27 年度： - 大深度地質環境下における遭遇事象の予測技術の改良、再適用 - 対策工（新材料支保工、グラウト工、先受け工など）の改良と再適用、品質管理技術の改良 - 地質環境への対策工などの影響評価（長期） 3. その他特記事項 ・ H11 年度に H10 年度の「大深度地質環境下での地下施設の建設技術、および施工対策技術の研究」が分離され、「地下施設の建設による影響評価技術」と統合されている

表 4.1-5 H12年度 工学的技術 調査研究内容変更詳細 (その4)

調査研究大項目	調査研究小項目	調査研究内容変更案
<p>大深度地質環境下における工学的技術に関する研究</p>	<p>安全性を確保する技術の研究</p> <ul style="list-style-type: none"> ・長期の維持補修技術の適用性の確認 ・管理体系の構築 ・坑内環境保全システムの適用性の確認 	<p>1. 主要な変更点</p> <ul style="list-style-type: none"> ・調査研究小項目名の変更 (JNC 殿の H12 年度の研究構成名にあわせた) ・研究期間の変更 <p>2. 研究内容</p> <p>1) 調査研究期間：H15.4～H28.3 (13 年)</p> <p>2) 試験実施時期：立坑掘削準備期間 (坑口仮設備設置) から主立坑、換気立坑掘削 500m 掘削、中間ステージ掘削、主立坑、換気立坑 900m 掘削、最深ステージ掘削を通し研究所操業終了時まで</p> <p>3) 年度ごとの研究内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H15～H16 年度： <ul style="list-style-type: none"> - 長期の維持補修技術の開発 - 安全確保システム (建設時安全性管理体系と坑内環境保全システム) の構築 ・ H17～H20 年度： <ul style="list-style-type: none"> - 長期維持補修技術の適用性の確認 - 安全確保システム (建設時安全性管理体系と坑内環境保全システム) の適用性の確認 (運用と改良を通じて) - 安全確保システム (操業時安全性管理体系と坑内環境保全システム) の開発 ・ H21～H27 年度： <ul style="list-style-type: none"> - 長期の維持補修技術の実証 - 安全確保システム (建設時／操業時安全性管理体系と坑内環境保全システム) の実証 <p>3. その他特記事項 なし</p>

表 4.1-5 H12年度 工学的技術 調査研究内容変更詳細 (その5)

調査研究大項目	調査研究小項目	調査研究内容変更案
処分技術開発の基盤となる工学的技術に関する研究	掘削影響の修復・軽減技術の研究 掘削影響修復技術の研究	<p>1. 主要な変更点</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H10 年度においては熱 - 水 - 応力連成研究成果を活用して実施するとしていたが、建設スケジュールと研究期間を勘案して、掘削影響試験後実施に変更。 ・ 上記に伴い、試験エリアは掘削影響試験エリアに変更。 ・ したがって、H10 年度に提案されていた新規研究坑道（約 40 m）の掘削は不要。 ・ 試料サンプリングでは、コアサンプリングと岩盤はぎ取りを新たに考慮。 ・ コアサンプリングした試験孔を利用した水理試験を新たに考慮。 ・ 他の試験とエリアが重複しないように調整が必要。 <p>2. 中間ステージでの研究内容</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 調査研究期間：H23.4～H28.3 (5 年) 2) 試験実施時期：中間ステージ水平坑道・研究坑道での掘削影響試験後 3) 年度ごとの研究内容 <ul style="list-style-type: none"> ・ H23 年度：詳細計画立案（適用技術の選定、材料仕様の設定などを含む）、予測解析（水理、新規追加）など ・ H24 年度：掘削影響試験後、直ちに掘削影響修復を実施 ・ H25～H27 年度：試料サンプリング、コアを用いた試験、原位置での計測、予測との比較など ・ H27 年度：成果の取りまとめ <p>3. 最深ステージでの研究内容</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 調査研究期間：H25.10～H28.3 (2 年 6 ヶ月) 2) 試験実施時期：最深ステージ水平坑道・研究坑道での掘削影響試験後 3) 年度ごとの研究内容 <ul style="list-style-type: none"> ・ H25 年度：詳細計画立案（中間ステージでの成果を反映）、予測解析など ・ H26 年度：掘削影響試験後、掘削影響修復の実施 ・ H27 年度：試料サンプリング、コアを用いた試験、原位置での計測、予測との比較など、および成果の取りまとめ <p>4. その他特記事項</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ H11 年度に H10 年度の「大深度地質環境下での坑道修復に必要となる工学技術の開発」と「坑道閉塞試験」、「熱 - 水 - 応力の連成挙動の研究」の名称が変更され、これら 3 つの研究を統合して、調査研究大項目「掘削影響の修復・軽減技術の研究」が設定されている

表 4.1-5 H12年度 工学的技術 調査研究内容変更詳細 (その6)

調査研究大項目	調査研究小項目	調査研究内容変更案
処分技術開発の基盤となる工学的技術に関する研究	坑道修復技術の研究	1. 主要な変更点 ・ 研究期間の短縮 2. 研究内容 1) 調査研究期間：H24.4～H28.3 (4年) 2) 試験実施時期：最深ステージ水平坑道・研究坑道での掘削影響試験後 3) 年度ごとの研究内容 ・ H24年度：詳細計画立案（中間ステージでの熱・水・応力・化学連成研究での人工材料の設置実績などを反映）、設計・施工方法の構築、予測解析など ・ H25年度：掘削影響試験後、直ちに坑道修復を実施し、計測を開始 ・ H26年度：原位置での計測、予測との比較など ・ H27年度：試料サンプリング、コアを用いた試験、原位置での計測、予測との比較による予測解析手法の適用性確認など、および成果の取りまとめ 3. その他特記事項 ・ 計測期間が2年程度と短く、より長期の計測が望ましい
	熱・水・応力・化学の連成挙動の研究	1. 主要な変更点 ・ 研究期間の短縮 2. 研究内容 1) 調査研究期間：H23.4～H28.3 (5年) 2) 試験実施時期：最深ステージ水平坑道・研究坑道での掘削影響試験後 3) 年度ごとの研究内容 ・ H23年度：詳細計画立案（材料仕様の設定などを含む）、施工方法の検討、熱・水・応力・化学連成挙動の予測解析など ・ H24年度：掘削影響試験後、直ちにヒーター、人工材料を設置し、計測を開始 ・ H25～H26年度：ヒーティング試験継続、原位置での計測、予測との比較など ・ H27年度：クーリング試験実施、試料サンプリング、コアを用いた試験、原位置での計測、予測との比較予測との比較による予測解析手法の適用性確認など、および成果の取りまとめ 3. その他特記事項 ・ 計測期間が3年程度と短く、より長期の計測が望ましい

表 4.1-5 H12年度 工学的技術 調査研究内容変更詳細 (その7)

調査研究大項目	調査研究小項目	調査研究内容変更案
<p>処分技術開発の基盤となる工学的技術に関する研究</p>	<p>人工材料の岩盤への長期影響評価試験</p> <p>人工材料の岩盤への長期影響評価試験</p> <ul style="list-style-type: none"> ・セメント系材料の岩盤への影響試験 ・ベントナイト系材料の岩盤への影響試験 ・ベントナイト - 地下水相互作用調査 	<p>1. 主要な変更点</p> <ul style="list-style-type: none"> ・研究期間の短縮 <p>2. 研究内容</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 調査研究期間：H23.4～H28.3 (5年) 2) 試験実施時期：最深ステージ水平坑道・研究坑道での掘削影響試験後 3) 年度ごとの研究内容 <ul style="list-style-type: none"> ・ H23 年度：詳細計画立案（材料仕様の設定などを含む）、施工方法の検討、人工材料 - 岩盤の変質挙動予測解析など ・ H24 年度：掘削影響試験後、直ちにヒーター、人工材料を設置し、計測を開始 ・ H25～H26 年度：ヒーティング継続、原位置での計測、予測との比較など ・ H27 年度：クーリング後、試料サンプリング、コアを用いた試験、原位置での計測、予測との比較による予測解析手法の適用性確認など、および成果の取りまとめ <p>3. その他特記事項</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 計測期間が3年程度と短く、より長期の計測が望ましい ・ 試験方法によっては、熱 - 水 - 応力 - 化学連成挙動の研究とあわせて実施が可能と考えられる ・ H11 年度に H10 年度の「人工材料の岩盤への長期影響評価研究」と「ベントナイト - 地下水相互作用調査」が統合されている ・ 調査研究の細目として「セメント系材料の岩盤への影響試験」と「ベントナイト系材料の岩盤への影響試験」、「ベントナイト - 地下水相互作用調査」が含まれている

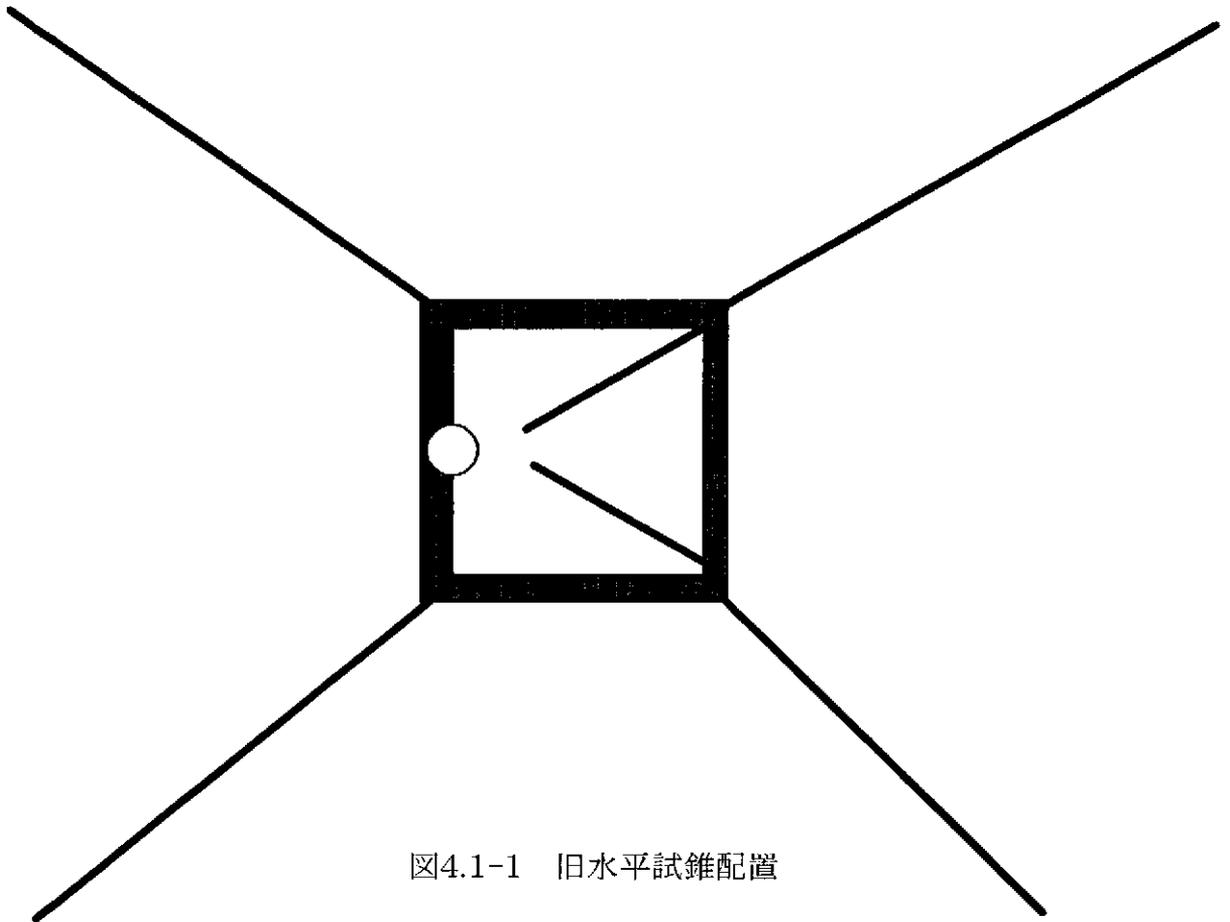
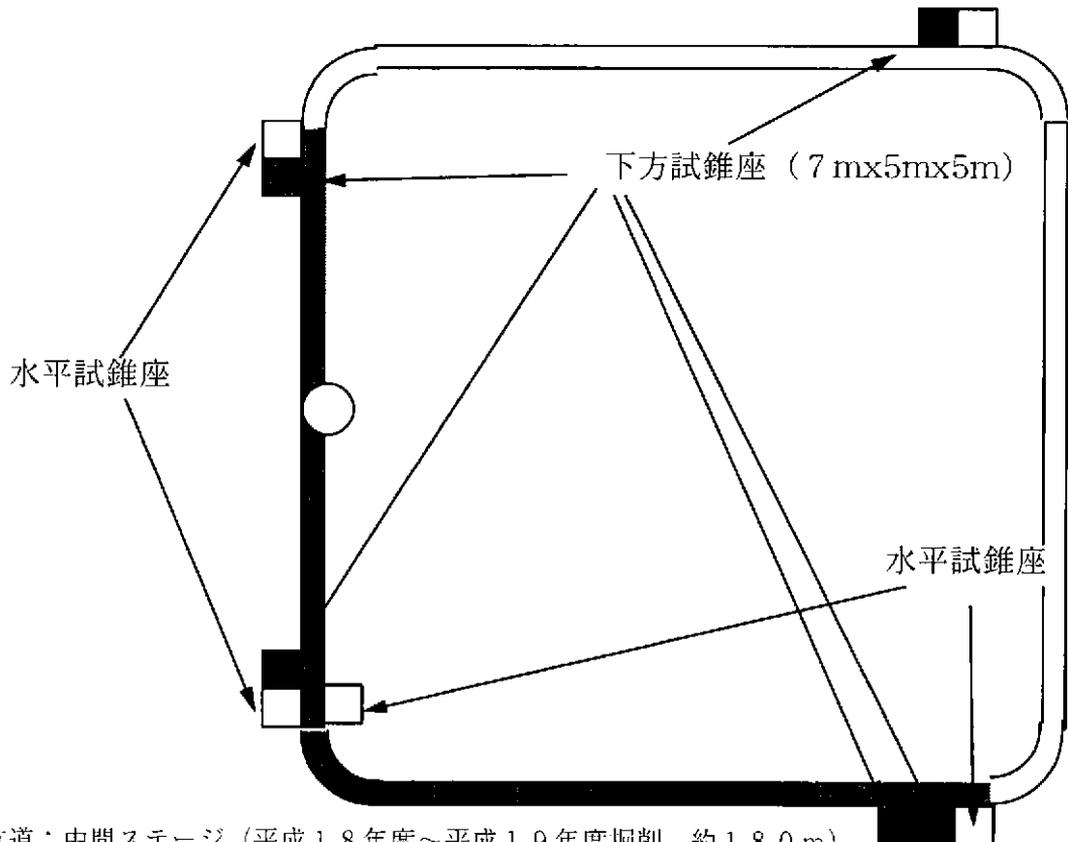


図4.1-1 旧水平試錐配置

北、東坑道：中間ステージ（平成22年度掘削、約180m）



西、南坑道：中間ステージ（平成18年度～平成19年度掘削、約180m）

図4.1-2 新水平試錐座配置

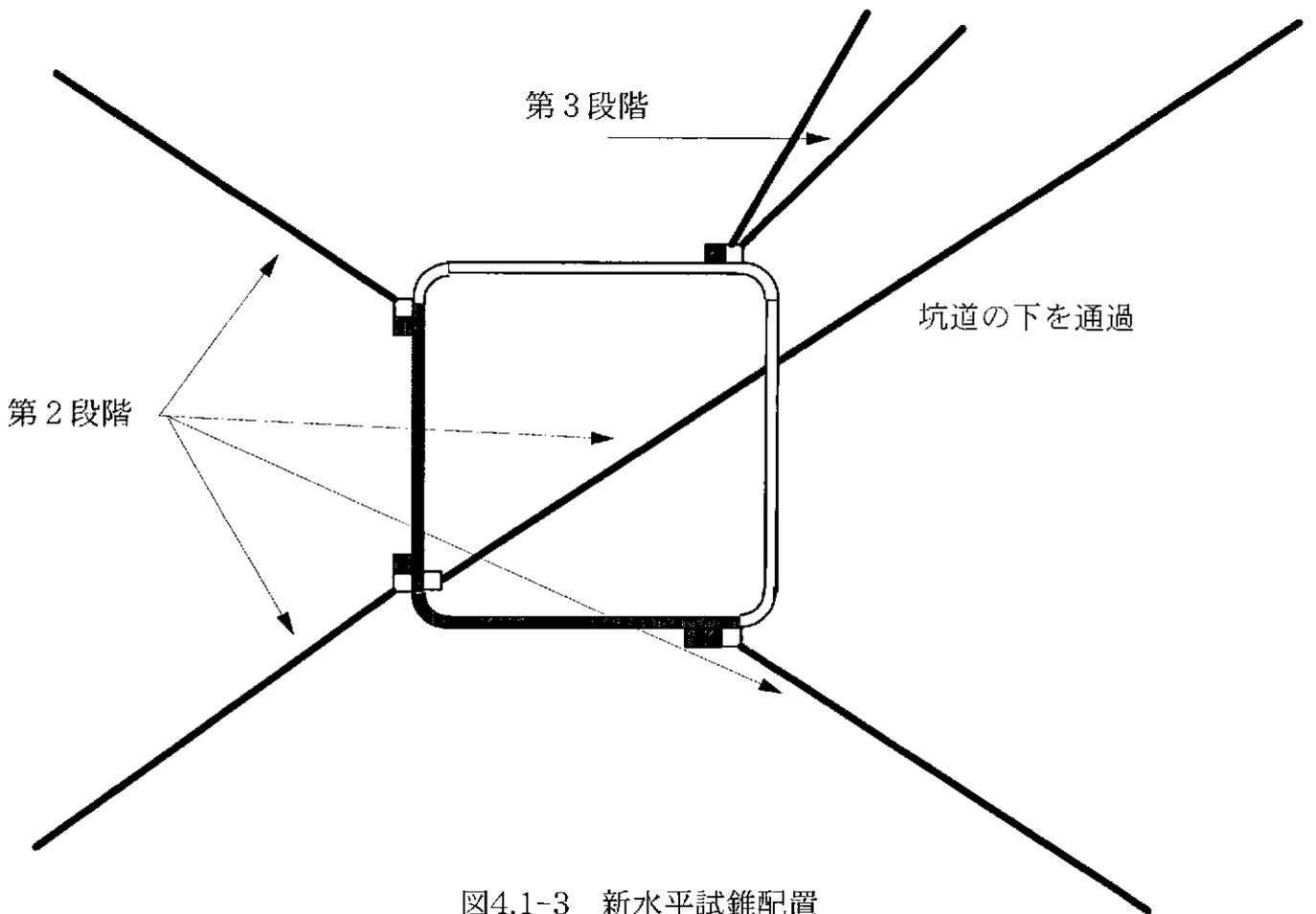


図4.1-3 新水平試錐配置

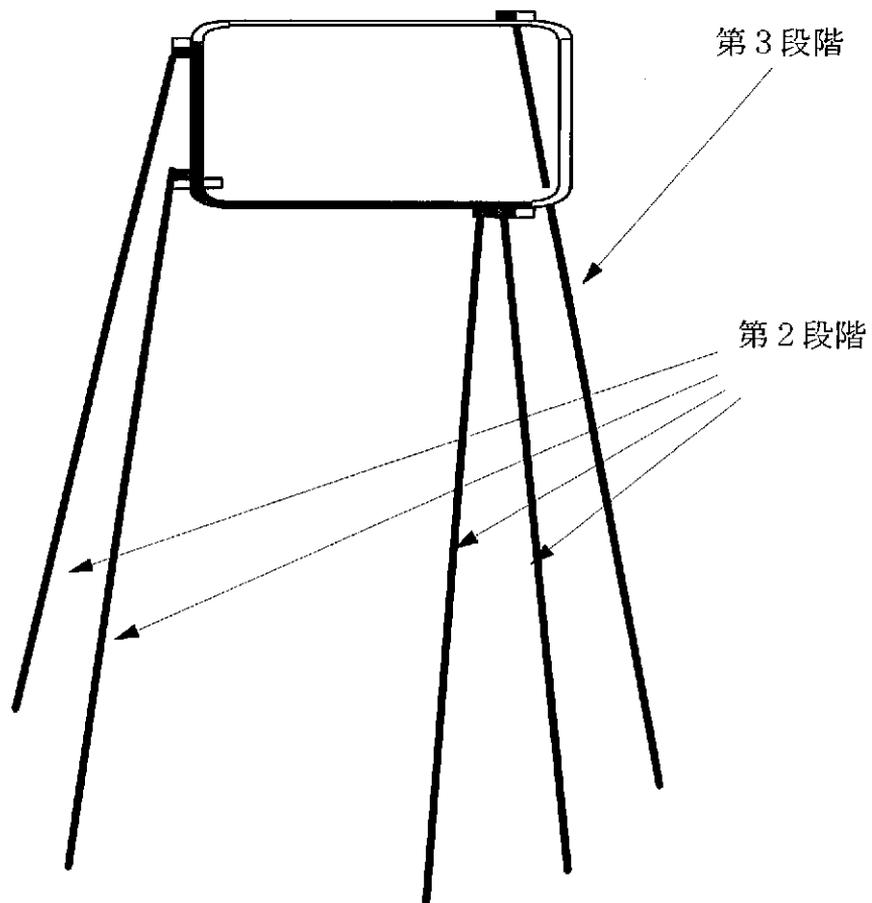


図4.1-4 新垂直試錐配置

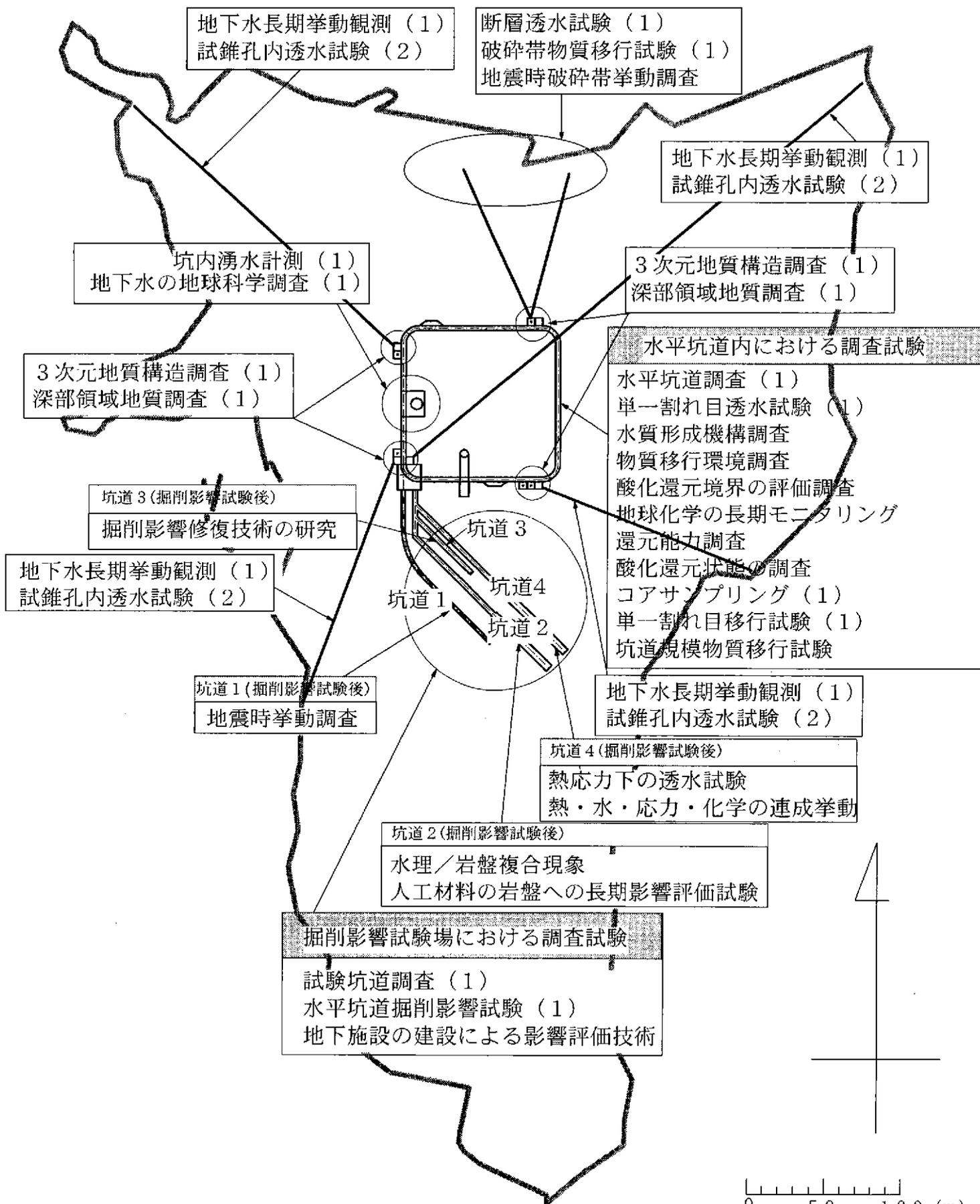


図 4.1-5 中間ステージにおける調査研究配置

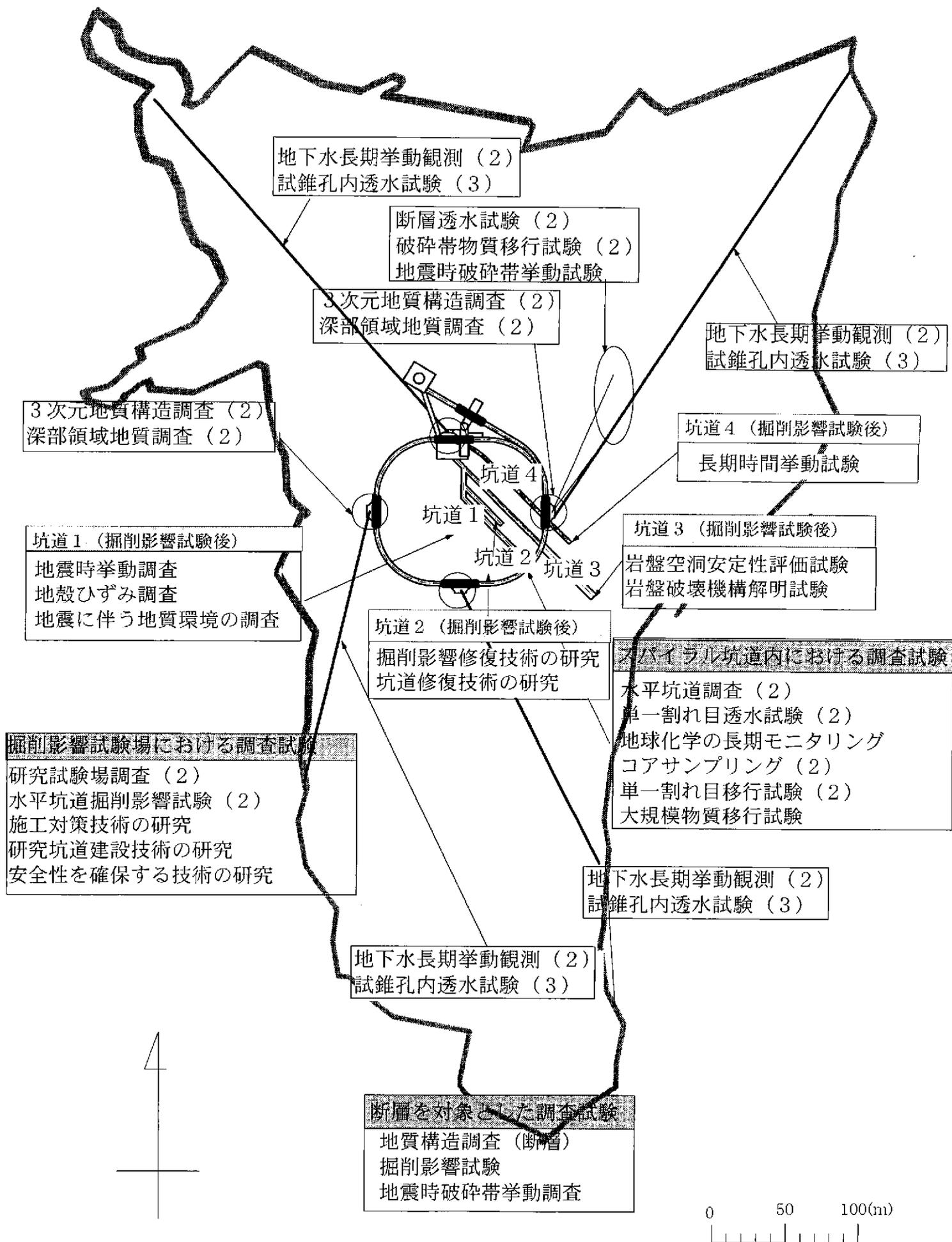


図 4.1-6 最終ステージにおける調査研究配置 (スパイラル坑道2周案)

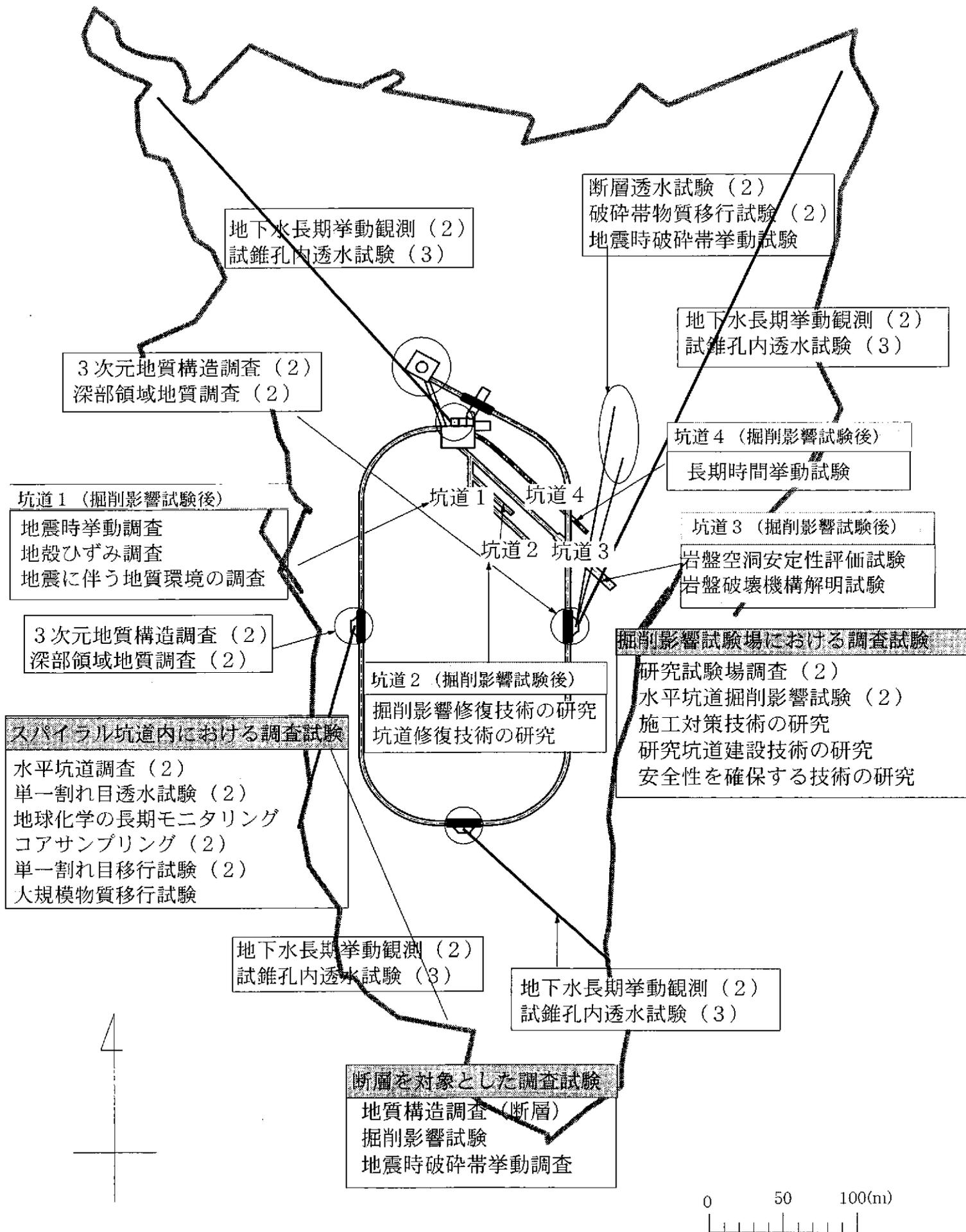


図 4.1-7 最終ステージにおける調査研究配置 (スパイラル坑道1周案)

4. 2 調査研究スケジュールの再検討

表 4.1-5 でとりまとめた調査研究項目の変更を配慮し、研究坑道の建設工程と対比しながら調査研究スケジュールをとりまとめたものを表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 調査研究スケジュール (平成12年度その1)

年 度	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	備考														
	平成8年	平成9年	平成10年	平成11年	平成12年	平成13年	平成14年	平成15年	平成16年	平成17年	平成18年	平成19年	平成20年	平成21年	平成22年	平成23年	平成24年	平成25年	平成26年	平成27年															
超深地層研究所 全体スケジュール	設計研究				設計業務			坑口仮設備制作 設置	主立坑掘削(500m)	換気立坑掘削(500m)	主立坑掘削(400m)	換気立坑掘削	見学用昇降設備	予備ステージ, 中間ステージ	水平坑道掘削	試験坑道掘削	予備ステージ, 中間ステージ	水平坑道掘削	最深ステージ	水平坑道掘削	最深ステージ	坑底施設													
地表調査	試験調査 11孔																																		
地質構造	地質構造調査											立坑坑道調査(1)	立坑坑道調査(2)											立坑坑道調査(3)	(1)深度500m迄 (2)深度500mから900m迄 (3)深度900mから1020m迄										
	3次元地質構造調査											予備ステージ調査(1)	予備ステージ調査(2)	予備ステージ調査(3)											試験坑道調査(1)	試験坑道調査(2)	(1)中間ステージ (2)最深ステージ								
	深部領域地質調査											換気立坑調査(1)	換気立坑調査(2)											3次元地質構造調査(1)	3次元地質構造調査(2)	(1)中間ステージ (2)最深ステージ									
地下水の水利	表層水理調査	水文調査(地表)																						地表											
	地下水挙動調査	自然状態地下水挙動(地表試験孔内)					立坑掘削時地下水挙動(中間ステージ, 立坑上部掘削時)										立坑掘削時地下水挙動(中間ステージ, 立坑下部掘削時)										地表試験孔内								
	岩盤透水性評価試験											地下水長期挙動(1)											地下水長期挙動(2)											地下水長期挙動(3)	中間ステージ
												試験孔内透水試験(地表)											試験孔内透水(中間ステージ)											試験孔内透水(主要ステージ)	主要ステージ
地下水の地球化学	地球化学的性質の調査及び長期モニタリング											地下水の地球化学調査(湧水調査)										長期モニタリング													
	3次元坑道規模地球化学特性試験											水質形成機構調査																							
	掘削に伴う地下水の地球化学的性質変化の調査											物質移行環境(中間ステージ)																							
												酸化還元境界の評価調査(予備ステージ)	酸化還元境界の評価調査(中間ステージ)	酸化還元状態の調査(中間ステージ)	還元能力調査(中間ステージ)	水理/岩盤複合現象(中間ステージ)																			
物質移行	単一割れ目移行試験											コアサンプリング(1)										コアサンプリング(2)										(1)中間ステージ (2)最深ステージ			
	坑道規模物質移行試験											単一割れ目移行試験(1)										単一割れ目移行試験(2)										(1)中間ステージ (2)最深ステージ			
	断層物質移行試験											坑道規模物質移行試験										断層物質移行試験										中間ステージ			
																															最深ステージ				

表 4.2-1 調査研究スケジュール表 (平成12年その2)

年 度	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	備考			
	平成8年	平成9年	平成10年	平成11年	平成12年	平成13年	平成14年	平成15年	平成16年	平成17年	平成18年	平成19年	平成20年	平成21年	平成22年	平成23年	平成24年	平成25年	平成26年	平成27年				
超深地層研究所 全体スケジュール		設計研究			設計業務			坑口仮設備制作・設置	主立坑掘削(500m)	換気立坑掘削(500m)	主立坑掘削(400m)	換気立坑掘削(400m)	見学用昇降設備	予備ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削								
		坑口仮設備制作・設置	主立坑掘削(500m)	換気立坑掘削(500m)	主立坑掘削(400m)	換気立坑掘削(400m)	見学用昇降設備	予備ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削	試験坑道掘削	最深ステージ、中間ステージ 水平坑道掘削
岩盤力学	岩盤空洞力学的安定性評価試験											岩盤空洞安定性評価試験												
	長期時間依存性試験											長期時間依存性試験												
	岩盤破壊機構解明試験											岩盤破壊機構解明試験												
	坑道掘削影響試験											立坑掘削影響試験(下部立坑)												
地震観測	地震動観測、地質環境変化									地震時挙動														
	地震時破砕帯挙動試験									地殻ひずみ												中間又は最深ステージ		
工学的技術	研究坑道の設計・施工計画構築技術の研究	設計手法・設計体系の整備										研究の品質を確保する研究												
	研究坑道の建設技術の研究											研究坑道の建設技術の研究												
	施工対策技術の研究											施工対策技術の研究												
	安全性を確保する技術の研究											安全性を確保する技術の研究												
	掘削影響の修復・軽減技術の研究											掘削影響修復技術の研究(中間ステージ)												
												掘削影響修復技術の研究(最深ステージ)												
												坑道修復技術の研究(最深ステージ)												
人工材料の岩盤への長期影響評価試験											熱・水・応力・化学の連成挙動の研究(中間ステージ)													
調査技術 調査機器	調査技術・機器の開発・高度化											モニタリング装置・技術の開発												
												変状調査技術・装置の開発												
												変状対策技術の開発												

4. 3 全体レイアウトの再検討

4.3.1 検討方針

超深地層研究所地下施設の設計研究（平成 10 年度）では、当時の設計条件（造成計画、主立坑位置、掘削土量制限等）や調査研究計画検討結果（調査試験の実施時期、実施場所、実施条件等）に基づき、超深地層研究所の全体レイアウトの検討を実施した。図 4.3- 1は、平成 10 年度成果のうちオプション第 4 案の全体レイアウトであり、以下の条件を満足することを考慮して設定した平成 10 年度成果における推奨レイアウトである。

- ◆主立坑位置は MIU-2 孔付近とすること
- ◆主立坑が深部で月吉断層を貫くこと
- ◆スパイラル坑道が月吉断層と交差しないこと
- ◆最深ステージを深度 1000m で展開すること

本年度は、坑道の掘削を伴う研究段階（第 2 段階）の開始に向けて、建設スケジュールの見直し、造成計画の見直し、施工条件の見直し等が行われたことに伴い、前項にて調査研究スケジュールの再検討を実施した。ここでは、平成 10 年度に全体レイアウトを検討した際の設計の考え方と本年度変更された条件等を対比し、最新条件に適合した全体レイアウトを設定する。全体レイアウトの検討は、図 4.3- 2に示す概略フローにしたがい実施する。

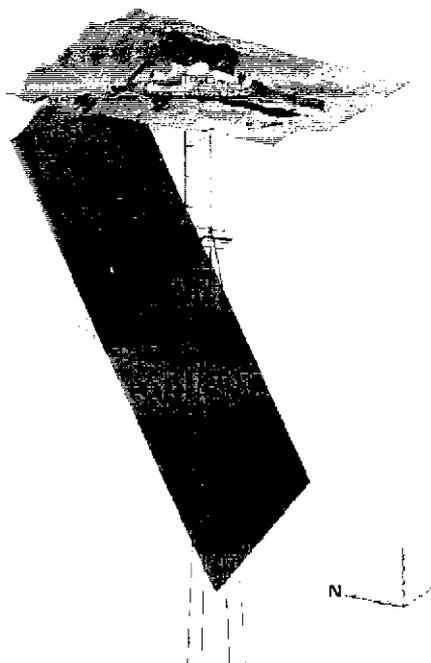


図 4.3- 1 超深地層研究所全体レイアウト（平成 10 年度成果）

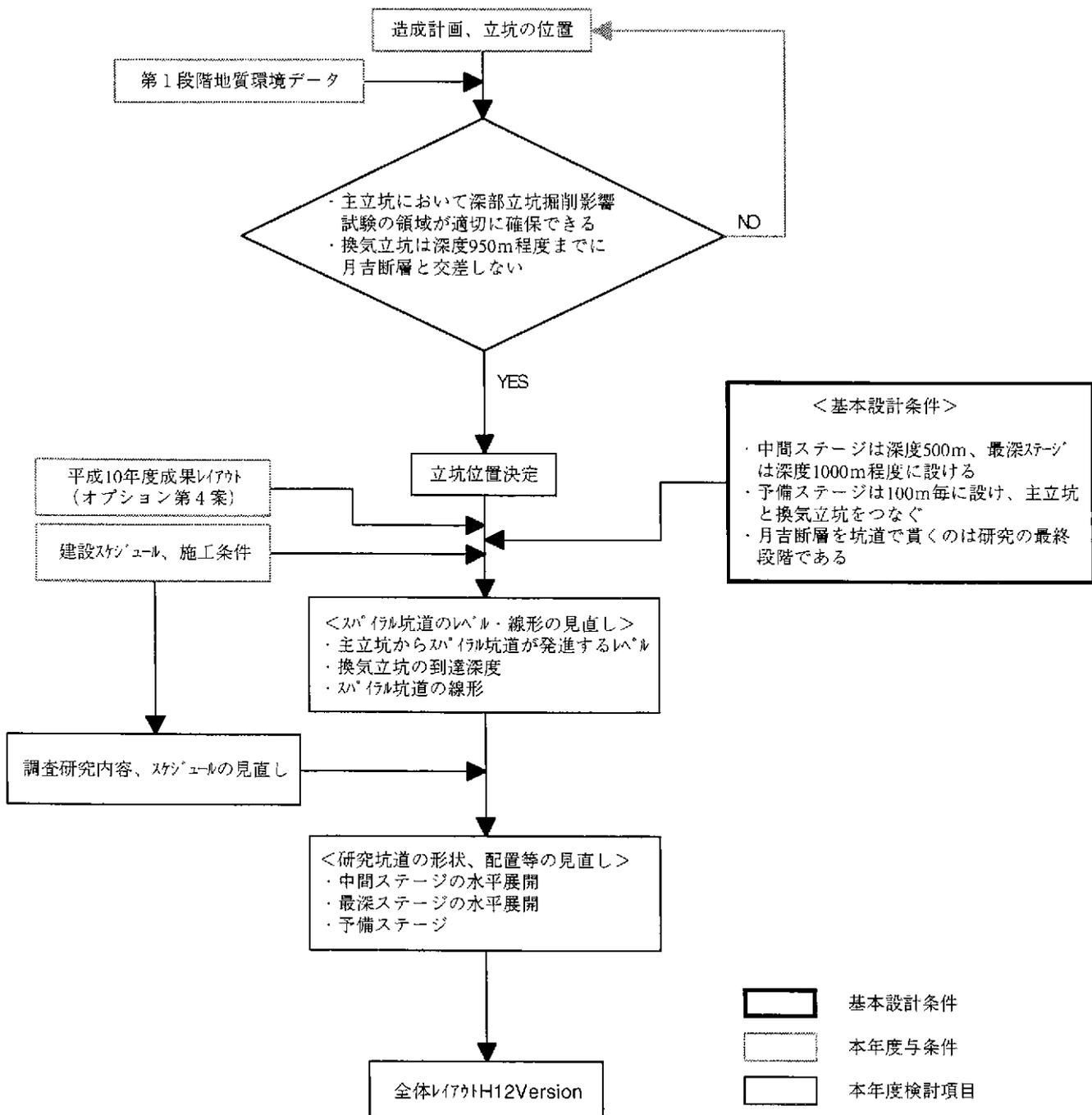


図 4.3-2 全体レイアウト再検討の概略フロー

4.3.2 平成10年度のレイアウト設計の考え方

平成10年度的设计研究において、全体レイアウトや各ステージの平面的拡がりの検討の際に考慮した要件を以下に示す。なお、基本案（主立坑の坑口位置がMIU-2と一致し、スパイラル坑道が主立坑を中心に展開されるレイアウト）とOption第4案（主立坑の坑口がMIU-2より若干南側に位置し、スパイラル坑道が月吉断層と交差しないように展開されるレイアウト）とで条件が異なる場合は、Option第4案に適用した条件を示す。

(1) 基本制約条件

- 1) 地下坑道は敷地内で展開すること。空洞掘削作業もすべて敷地内で行うこと。
- 2) 調査用試錐の先端は、原則として敷地内におさまること。
- 3) 掘削土量は110,000m³以下であること（土量変化率1.4）。
- 4) 地下施設の配置・設計は、地質状況の変化に対応して柔軟に設計変更が可能ないように配慮すること。

(2) 全体レイアウト設定の基本的考え方

- 1) アクセス坑道は基本的に立坑方式とする。また、深部立坑掘削影響試験が最深ステージの研究工程と独立して実施可能とするため、最深ステージへの先行アクセスはスパイラル坑道による。
- 2) 主立坑の坑口は敷地の中央部であるMIU-2孔位置付近とする。
- 3) 造成の仕上がり盤の標高は242mとし、地下施設の深度を考える基準面（GL0m）を造成仕上がり盤レベルと一致させる。
- 4) 最深ステージは深度1000mで展開する。
- 5) 中間ステージは1箇所とし深度500mで展開する。
- 6) 深度100m毎に予備ステージを設ける。
- 7) 換気坑道は立坑方式とし1本設ける。

(3) 各坑道断面の仕様

- 1) 資機材の搬出入、調査研究の内容変更への対応を想定した裕度のある断面を設定する。
- 2) 主立坑は内径6.5m、掘削外径7.3m、覆工0.4mとする
- 3) 換気立坑は内径2.95m掘削外径3.05m、吹付けコンクリート0.05mとする。
- 4) 中間ステージの坑道断面は、幌形で3m×3mの無支保とする。
- 5) スパイラル坑道の坑道断面は、幌形で3m×3mの無支保とする。

- 6) 最深ステージの坑道断面は、幌形で 3m×3m の無支保とする。
- 7) 予備ステージの坑道断面は、幌形で 3m×3m の無支保とする。

(4) 試験実施場所の配置条件

- 1) 地球化学特性試験は地下水流の上流側に配置する。
- 2) 断層の調査では、研究坑道が断層を横切るように坑道を延長する。
- 3) 中間ステージ及び最深ステージでは、更に下向きの試錐が可能な試錐座を設ける。
- 4) 力学試験、施工試験は地下水流の下流側に配置してもよい。
- 5) 長期計測項目の養生を配慮した配置とする。
- 6) スパイラル坑道は、立坑掘削影響試験のための計測坑道を兼用する。
- 7) 中間ステージの水平坑道の配置は 100m 四方の四角形配置とする (図 4.3-3 参照)。四角形配置により、亀裂を直交する 2 方向の坑道で観察することが可能となる。

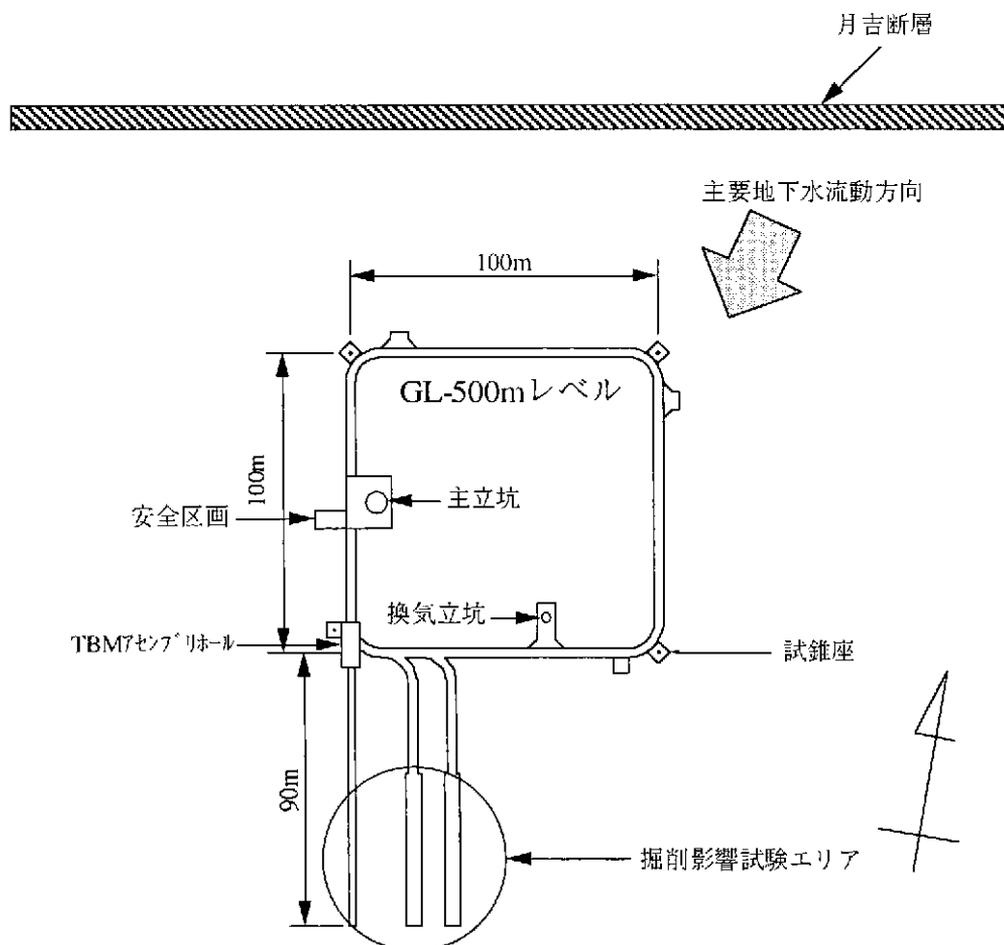


図 4.3-3 中間ステージの水平展開 (平成 10 年度)

(5) 地質環境条件

- 1) 月吉断層の走向傾斜は N80E63S とする。
- 2) 亀裂の主要方向は未定とする。
- 3) 地下水の流向は、敷地の北東側から流入し、南側に流出すると仮定する。

(6) 施工手順

- 1) 立坑仮設備、坑口部施工期間を1年とする。
- 2) 先ず主立坑を中間ステージレベル（深度 500m）まで掘削する。
- 3) 続いて換気立坑をレイズボーラー工法により中間ステージから地表まで掘削する。
- 4) 中間ステージの水平坑道を 400m掘削する。
- 5) 中間ステージでの研究期間として半年間は立坑掘削を中断する。
- 6) 中間ステージから深度 905mレベルまでの主立坑を掘削する。
- 7) 最深ステージまでのスパイラル坑道を 950m掘削する。
- 8) 905m以深の主立坑掘削は、スパイラル坑道と水平坑道掘削影響試験実施後に行う。
- 9) 換気立坑をレイズボーラー工法により深度 990mから中間ステージレベルまで掘削する。

(7) スパイラル坑道の線形で考慮する条件

- 1) 立坑掘削径の 10 倍以上（73m以上）の高低差を確保する。立坑掘削影響試験の実施場所は、東濃鉦山や釜石鉦山における水平坑道掘削影響試験結果等より、切羽から 5D程度離れた位置を初期値とし、通過後も 5D程度を確保できるようにする。
- 2) 立坑掘削影響試験実施のため、調査深度付近（スパイラル坑道掘削開始レベルより 5D程度深い位置）では立坑とスパイラル坑道の離れは 5D程度とする。
- 3) 施工期間及び掘削ずりを少なくするため、勾配をできる限り大きくする（10%勾配とすると、上記高低差からスパイラル坑道は総延長 730m以上必要）。
- 4) 最深ステージの掘削に TBM を採用するため（ ϕ 2.2m）、スパイラル坑道は TBM が搬入可能な坑道とするか、TBM で掘削する必要がある。スパイラル坑道を TBM で掘削する場合も想定し、最小回転半径を 40m以上とする。
- 5) スパイラル坑道の掘削から主要坑道の掘削が連続して行える線形とする。
- 6) 走行安全性に配慮し、スパイラル坑道に直線区間を設ける。

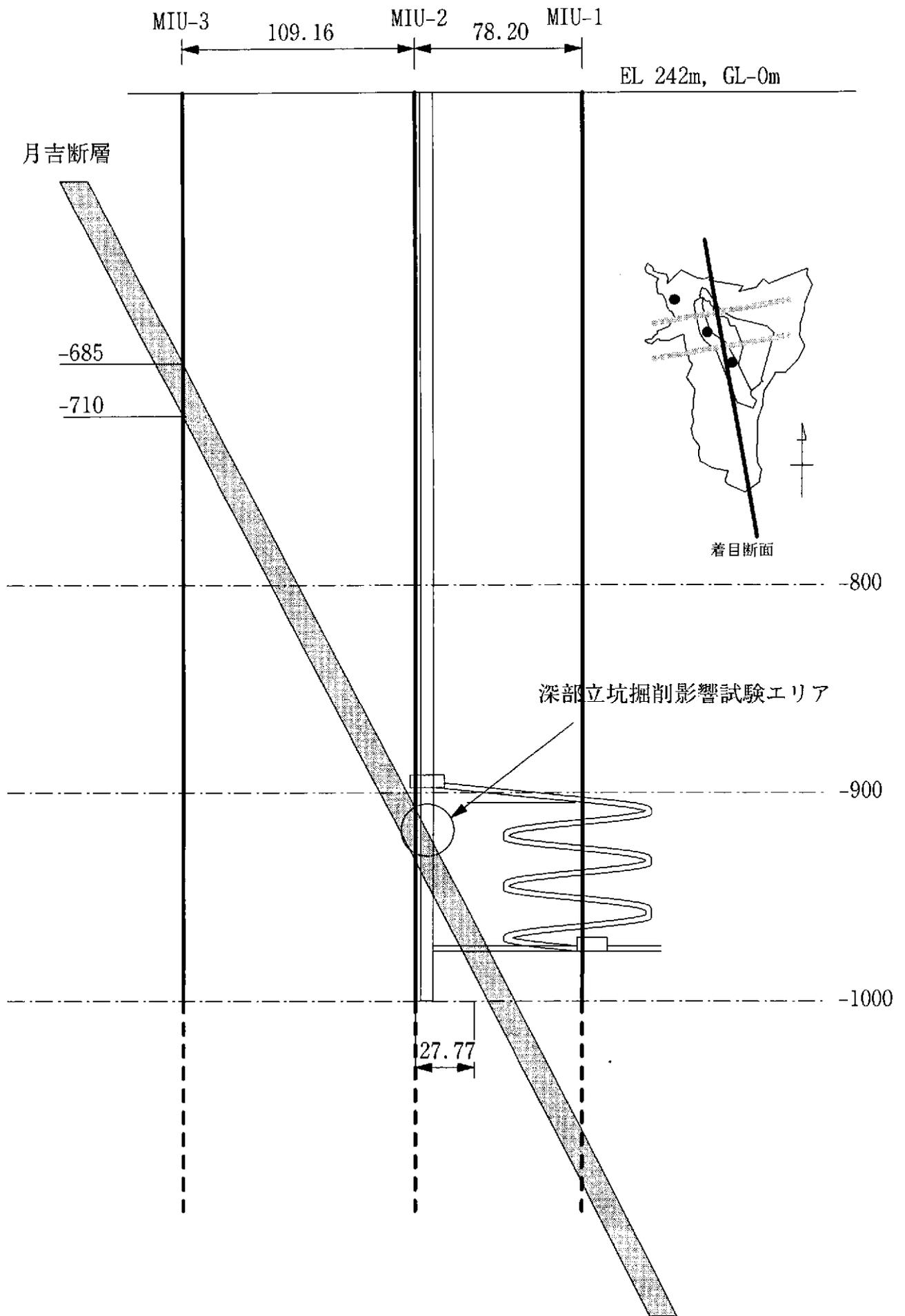


図4.3- 4 月吉断層とスパイラル坑道の位置関係 (平成10年度)

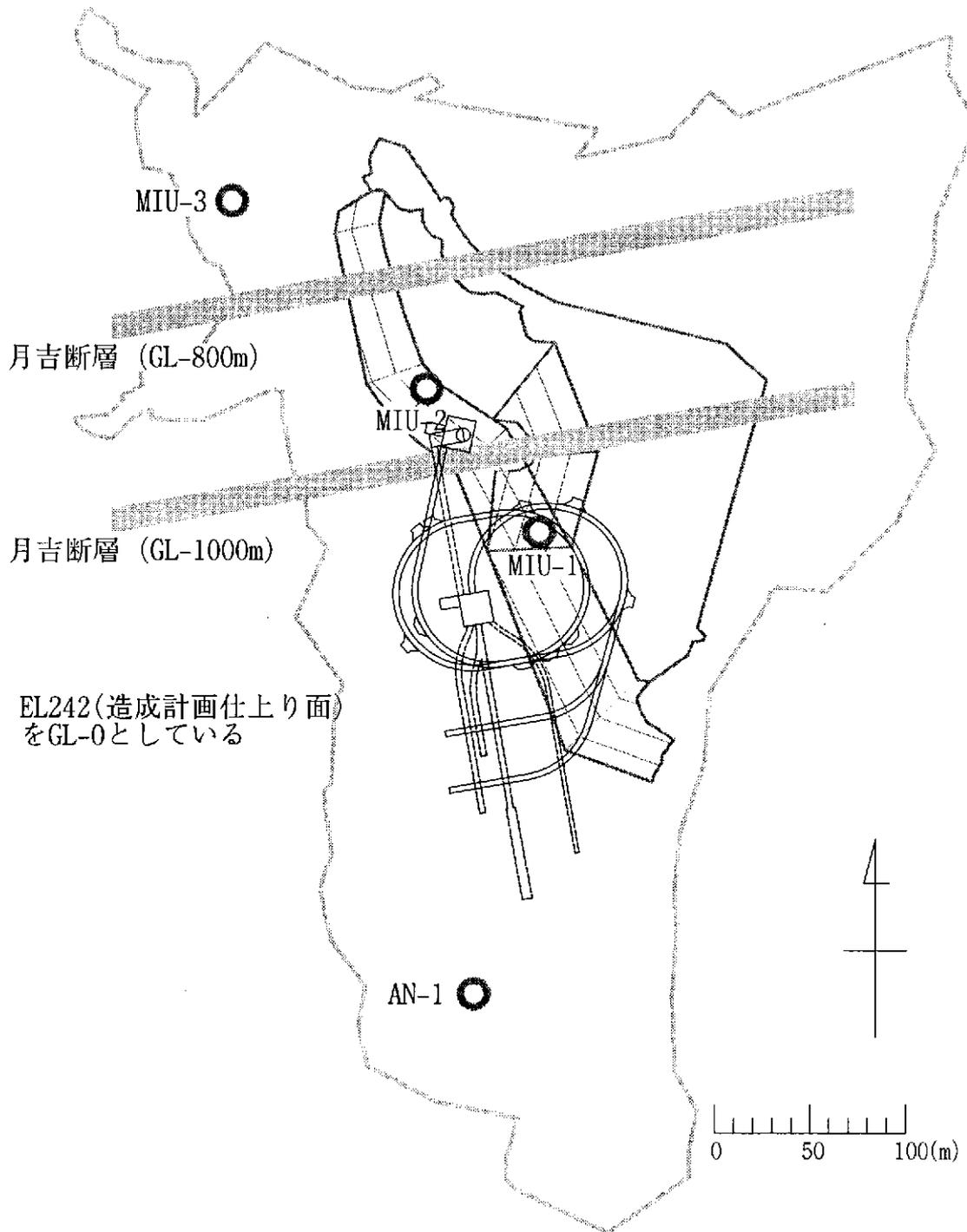


図4.3-5 スパイラル坑道、最深ステージの水平展開 (平成10年度)

(8) その他

- 1) 試錐座の規模は W5m×B5m×H3m（水平試錐用）、W5m×B5m×H7m（鉛直試錐用）とする。
- 2) 水平坑道には、重機の離合のための拡幅部を設ける。拡幅部としては、試錐座との兼用を考慮し、W12m×B5m×H7m（拡幅部 A：鉛直試錐座兼用）、W5m×B5m×H3m（拡幅部 B：水平試錐座兼用）、W5m×B3m×H3m（拡幅部 C）の3パターンを考える。
- 3) 主立坑と中間ステージ及び最深ステージとの取り合い部付近には安全区画を設ける（W10m×B6m×H3.5m）
- 4) 中間ステージにおける水平坑道掘削影響試験のための事前調査用に、GL-470mレベル及びGL-528mレベルには主立坑より調査坑道を掘削する。
- 5) 予備ステージの延長は20mとする。また、予備ステージには、排水設備用にB3m、H4.5m、L5mのスペースを確保する。

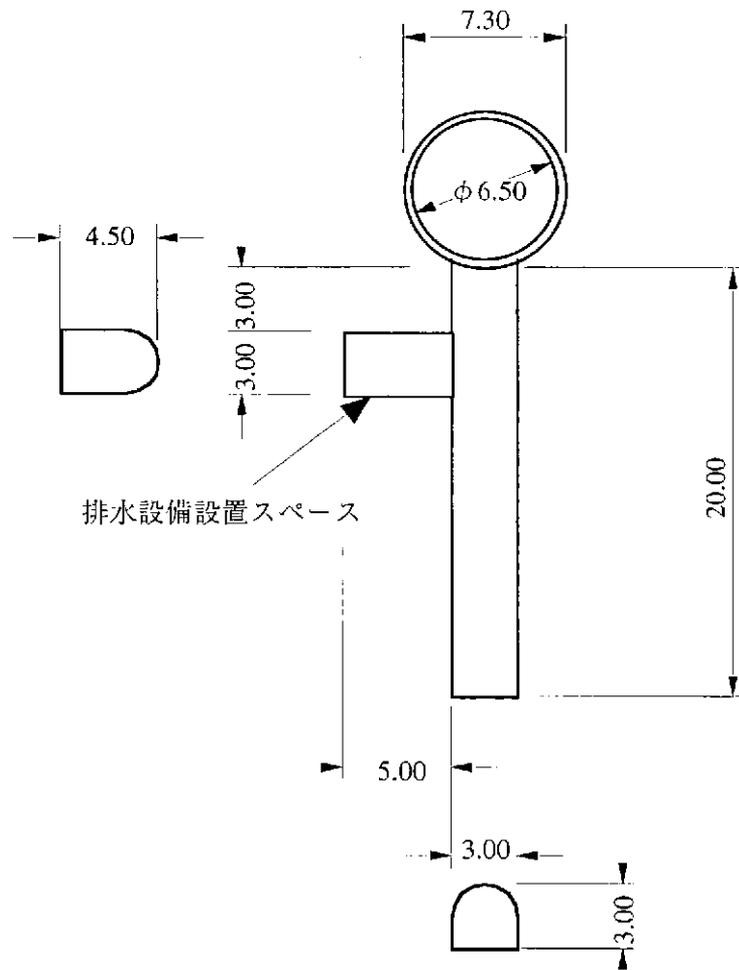


図 4.3-6 予備ステージ形状（平成 10 年度）

4.3.3 平成10年度から見直された条件

平成10年度と比べ、建設スケジュール、施工条件、造成計画等の見直しが行われたことその他、第一段階における地質環境データの情報量の充実化が図られてきた。本年度の検討は、変更された条件に適合するように全体レイアウトの見直しを実施することになる。以下に、平成10年度から変更された条件を整理する。

(1) 建設スケジュール

- 1) 立坑の掘削は2004年度開始とし、地下研究施設における全体の研究は2015年度で終了する。掘削開始から研究終了までの期間が短縮された。
- 2) 第2段階終了時点における坑道の完成レベルが明確に示された。すなわち、第2段階が終了する2009年度までに、換気立坑に設置する昇降設備を利用して見学者が最深ステージ付近まで入坑可能なようにする。したがって、2008年度までに、主立坑はスパイラル坑道の発進レベルであるGL-900m程度までの掘削が完了し、換気立坑は最終到達深度であるGL-950m程度までの掘削を完了させるものとする。また、中間ステージは180m程度、スパイラル坑道は360m程度の掘削を完了し、主立坑と換気立坑はスパイラル坑道にて連絡させるものとする。
- 3) 2009年度は、換気立坑にて昇降設備の設置を行うため、この時期以降は換気立坑からのずり出しは不可能となる。

(2) 施工条件

- 1) 主立坑及び換気立坑は、ショートステップ工法により施工し、掘進速度は35m/月とする。これにより換気立坑の掘削ずりは、換気立坑から搬出することになる。
- 2) 各予備ステージの掘削の際は、1.5カ月間立坑の掘削を中断する。この期間には、酸化還元状態調査及び岩盤応力状態調査を含むものとする。
- 3) 主立坑では、深度88m、223m、266m及び月吉断層近傍2箇所計5箇所において代表割れ目調査を実施し、2カ月/箇所は立坑の掘削を中断する。したがって、地表から同時に掘削を開始した主立坑及び換気立坑は、換気立坑の方が6カ月早く中間ステージレベルに到達することになる。
- 4) 水平坑道の掘進速度は、中間ステージで50m/月、最深ステージで40m/月とする。
- 5) 中間ステージにおける研究期間のうち3カ月は立坑の掘削を中断する。

(3) 造成計画

- 1) 仕上がり盤の標高は 230m とする。旧造成計画との相違を図 4.3- 7 に示す。
- 2) 主立坑及び換気立坑の坑口位置は図 4.3- 7 に示すとおりとする。基本的に立坑の位置は同図に示すもので最終決定とする。

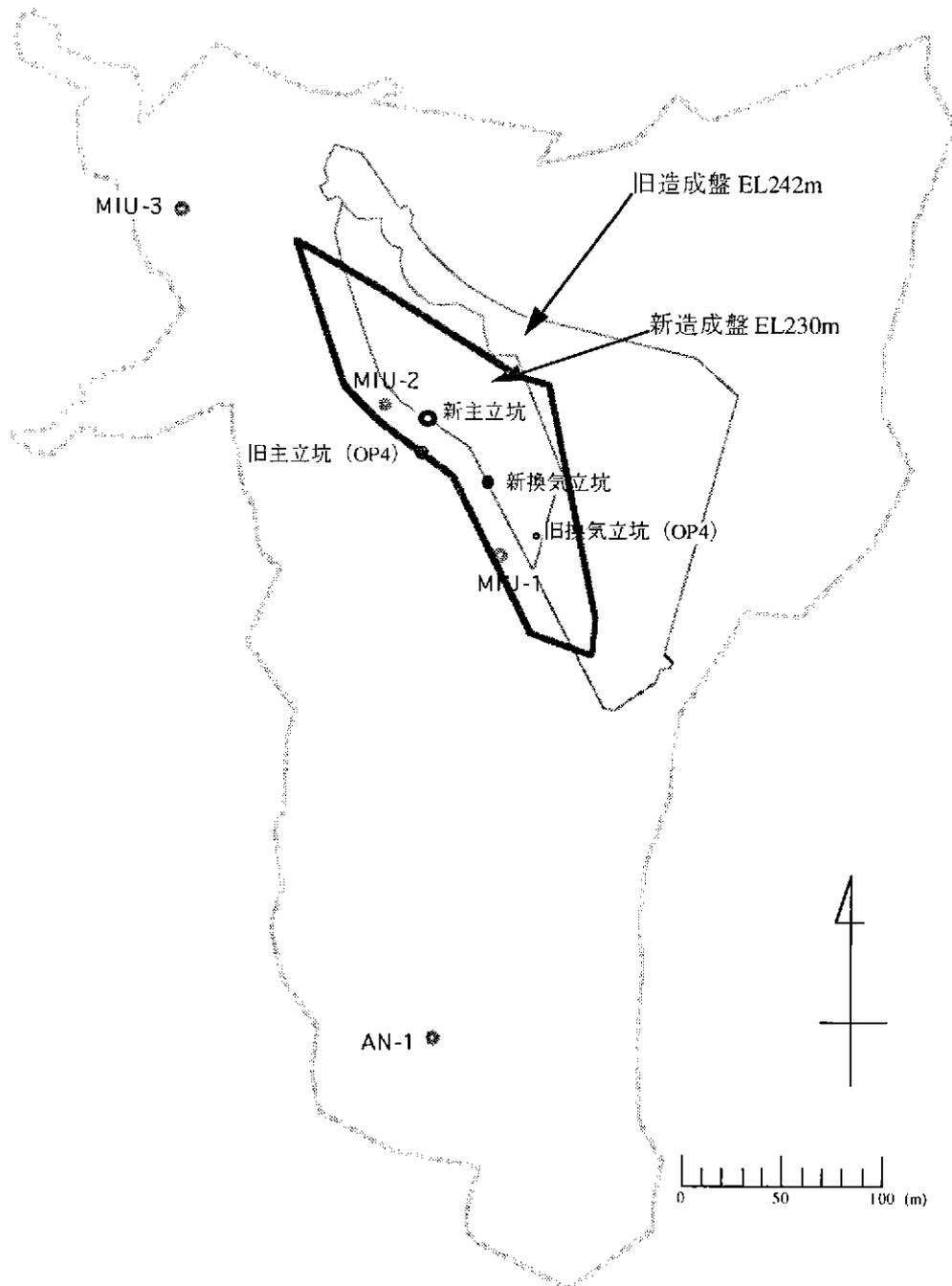


図 4.3- 7 造成計画及び立坑位置の比較

(4) 地質環境条件

- 1) 月吉断層の走向傾斜は特に定めず、MIU-2 孔における断層交差位置、MIU-3 における断層交差位置及び地表面における断層露頭場所で形成する面とする。
- 2) 敷地の地質構造は、図 4.3- 8 に示すように地表から約 88m までは堆積岩層が覆い、それ以深が花崗岩となっている。花崗岩は、上部に割れ目帯、中間部に割れ目低密度帯、下部に断層に伴う割れ目帯が分布している。
- 3) 地下水の流向は、平成 10 年度と同様敷地の北東側から流入し、南側に流出する。

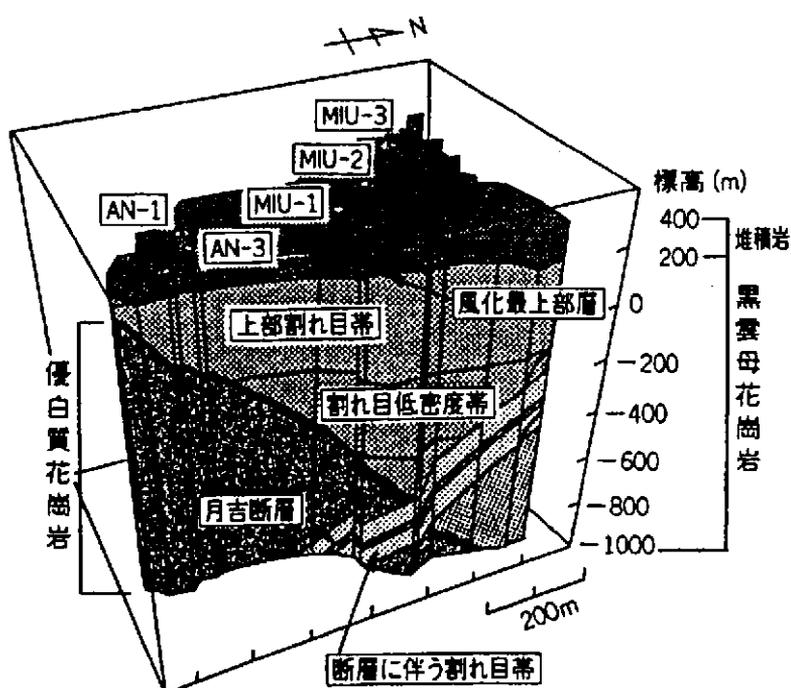


図 4.3- 8 超深地層研究所敷地の 3 次元地質構造概念モデル

(5) その他

- 1) 掘削ずりは敷地外へ搬出できるものとし、掘削土量の制限はなくなる。
- 2) 換気立坑の仕上がり内径は、昇降設備を設置すること、施工方法をレイズボーラー工法からショートステップ工法に変更することから 4.5m とする。
- 3) 予備ステージは、主立坑と換気立坑をつなぐものとする。

4.3.4 条件変更とレイアウトの関係

前項で抽出した条件変更とレイアウトの関係は、概ね以下のようにまとめることができると考えられる。

- 1) 建設スケジュールが短縮され、坑道の建設手順、掘進速度及び施工中断期間が明確化された。これにより、立坑、研究坑道、スパイラル坑道などの掘削延長が、建設スケジュールに示された程度の延長に制約されることになると考えられる。したがって、スパイラル坑道の総延長は 750m程度が目安となる。
 - 2) 造成計画変更で仕上がり盤レベルが EL242m から EL230mへ変更された。これにより、地下施設の設置レベルが 12m下方へシフトすることになる。また、立坑の位置が変更されたことにより、月吉断層と主立坑が交差するレベルが変わることになる。
 - 3) 主立坑と換気立坑を予備ステージでつなぐように変更したことにより、設備配置、試験場所確保、防災面等の自由度が拡大されることが考えられる。
- ◆ 1) の変更からは、換気立坑の到達深度、スパイラル坑道の延長、中間及び最深ステージの坑道延長の上限が概ね制約されるものと考えられる。この場合、水平坑道の展開は鉛直坑道の到達が前提となるため、先ず立坑の到達深度及び立坑と水平坑道との取り合いレベルを定めることを優先して考える。水平坑道の展開については、坑道延長の上限を考慮しつつ調査試験内容の見直し結果に基づき、必要に応じて平成 10 年度レイアウトを変更する。
 - ◆ 2) の変更からは、月吉断層と地下施設の位置関係が変わることにより、下部立坑掘削影響試験エリアが適切に確保できるようにスパイラル坑道の発進レベルや線形を見直す必要がある。
 - ◆ 3) の変更からは、予備ステージの延長が変更になる以外はレイアウトの変更必要性はほとんどないと考える。

以上より、造成計画及び立坑位置の変更に伴う月吉断層と地下施設の位置関係、建設スケジュールの短縮による坑道延長の制約を考慮して、先ずスパイラル坑道の発進レベル及び換気立坑の到達深度を設定し、そして平成 10 年度のスパイラル坑道に適用した設計要件に適合するようなスパイラル坑道の線形の見直しを行う。

次に、調査研究内容の見直しに伴い、中間ステージや最深ステージの水平展開を必要に応じて見直すこととする。

4.3.5 スパイラル坑道発進レベル、線形及び換気立坑の到達深度

(1) スパイラル坑道の発進レベル

月吉断層と主立坑の交差レベルを確認するため、MIU-3 孔で月吉断層が確認された点、MIU-2 孔で月吉断層が確認された点、及び月吉断層が露頭する点のうち、X：5334.1、Y：-68101.4、Z：296.6 の点から形成される断層面と主立坑の関係を、南北測線上に展開した立面図を図 4.3- 9に示す。露頭点の選択によっては若干交差位置が変わることも考えられるが、MIU-2 孔にて断層交差が確認されているため、いずれの露頭点を選んでも主立坑における断層交差位置は比較的精度良く予測できるものと考えられる。すなわち、主立坑における造成盤レベルである標高 230mを基準（GL±0m）にとれば、概ね主立坑は GL-905 m程度以深にて月吉断層と交差することになる。

月吉断層は研究の最終段階で貫くことを条件としているため、スパイラル坑道の発進レベルは GL-905mより上方に設定することになる。掘削影響試験の区間長は、試験条件として切羽の前後3～5 D（D：坑道の掘削径）確保することとしているので、最低でも $3 D \times 2 = 3 \times 7.3 \times 2 = 43.8\text{m}$ の区間長が必要である。

またスパイラル坑道は、立坑掘削影響試験が建設工程上のクリティカルパスとならずに最深ステージ展開ができるようにするための役割を有していることから、立坑掘削影響試験の実施場所として、月吉断層と主立坑が交差する位置に対して立坑掘削影響試験の実施場所を上方あるいは下方に確保することによって、スパイラル坑道の発進レベルや最深ステージの深度が変わることになる。

仮に、立坑掘削影響試験の実施場所を月吉断層交差位置より上方に確保するとすれば、スパイラル坑道の発進位置が浅くなり、建設スケジュールからの制約であるスパイラル坑道の延長を考慮すると、最深ステージ深度がかなり浅くなることになる。そこで、立坑掘削影響試験の実施場所は、主立坑と月吉断層が交差するレベルの下方から GL-1000m までの区間を確保することとする。図 4.3- 9によれば、立坑掘削影響試験区間として約 60mの区間を確保できることになる。

立坑掘削影響試験の実施場所を月吉断層交差部の下方とすることで、スパイラル坑道の発進レベルは GL-905m 以浅で考えればよいことになる。スパイラル坑道の発進位置は坑道取り合い部で拡幅部となるので、断層破碎帯から若干離すことが望まれる。そこで、坑道掘削径の約3倍程度離すこととし、スパイラル坑道の発進レベルは GL-880m とする。

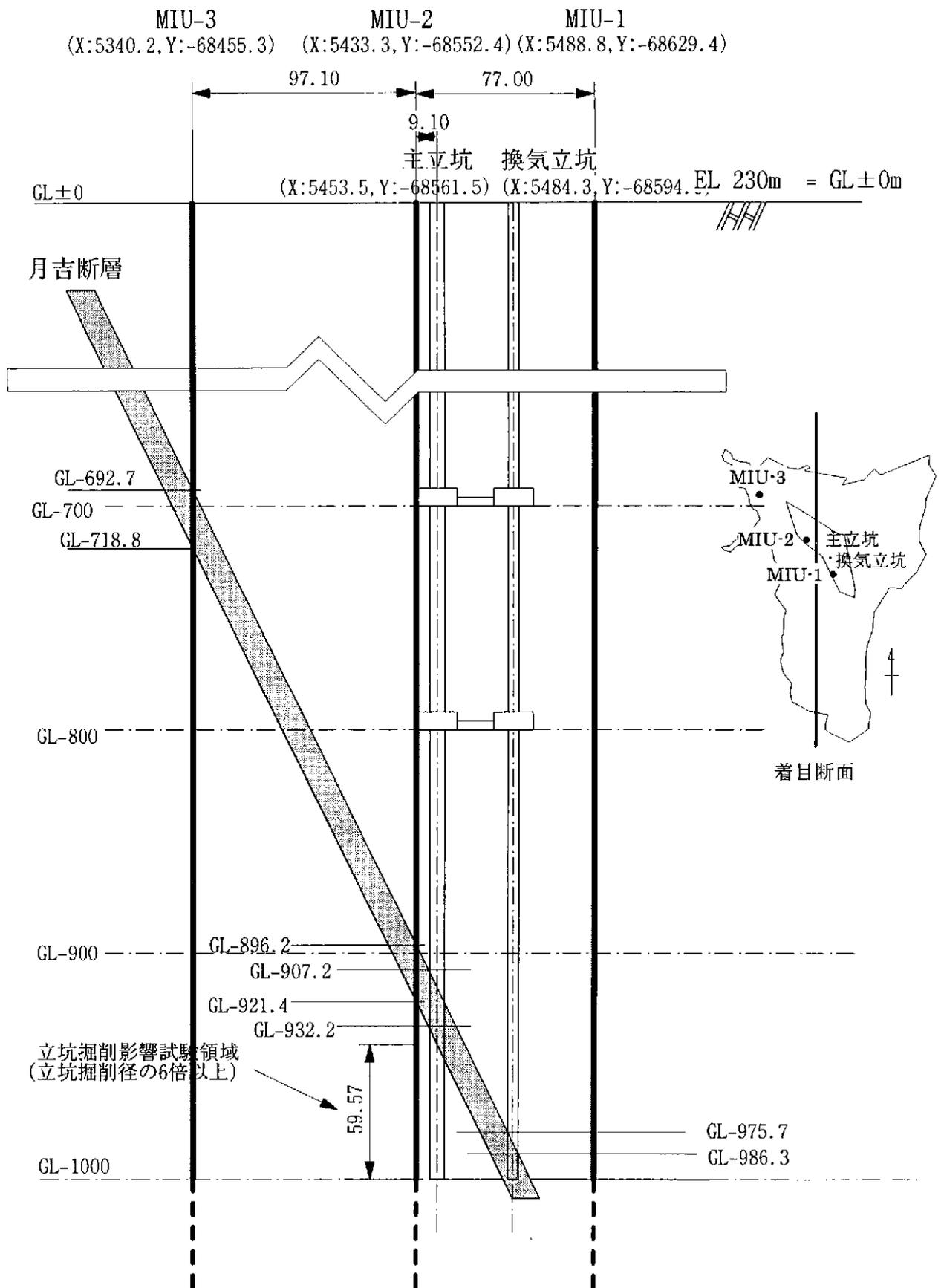


図4.3- 9 主立坑／換気立坑と月吉断層の関係

(2) 換気立坑の到達深度

スパイラル坑道や最深ステージの換気効率を考えると（坑道換気方式の確保）、換気立坑はスパイラル坑道の最深部付近まで到達することが望まれる。また、換気立坑は月吉断層と GL-975m 程度以深にて交差することになるので、到達深度はこのレベルより浅くする必要がある。

スパイラル坑道の延長制約から、スパイラル坑道の高低差は勾配 10% に平坦区間の確保を考慮して 60~70m となる。したがって、最深ステージ深度は GL-950m 程度となり、換気立坑の到達深度もこの程度が妥当であると考えられる。エレベーター設備等の設置のために更に 10m 程度の区間を確保するとすれば、換気立坑の最終到達深度は、月吉断層と交差する直前の GL-960m 程度となる。

(3) スパイラル坑道の線形

以下に平成 10 年度に考慮した要件と本年度のレイアウト見直し方針を示す。基本的には、平成 10 年度からの条件変更が制約にならない場合は、本年度も同一の考え方を採用するものとする。

1) 立坑掘削径の 10 倍以上（73m 以上）の高低差を確保する。立坑掘削影響試験の実施場所は、東濃鉦山や釜石鉦山における水平坑道掘削影響試験結果等より、切羽から 5D 程度離れた位置を初期値とし、通過後も 5D 程度を確保できるようにする。

⇒ 月吉断層貫通後の主立坑区間を掘削影響試験区間とする。約 60m の区間が当該試験区間となる。これは掘削径の約 8 倍であり、切羽の全後約 4D の試験区間が確保できることになる。なお、主立坑位置の変更に伴い、スパイラル坑道は立坑掘削影響試験区間よりも月吉断層の迂回路という特徴が強くなったこと、最深ステージレベルよりも立坑掘削影響試験の実施レベルが下方となることから、スパイラル坑道の高低差を決める要件として特に立坑掘削影響試験区間を考慮しないこととする。スパイラル坑道の高低差を決める要件としては、本年度は建設スケジュールから決まる坑道総延長を考慮することとする。

2) 立坑掘削影響試験実施のため、調査深度付近（スパイラル坑道掘削開始レベルより 5D 程度深い位置）では立坑とスパイラル坑道の離れは 5D 程度とする。

⇒ 最深ステージレベルよりも立坑掘削影響試験の実施レベルが下方となることから、スパイラル坑道が試験区間において立坑掘削影響領域を侵すことはない。したがって、本年度は本要件は考慮しないこととする。一方、

研究の最終段階において主立坑で月吉断層を貫くようにするためには、スパイラル坑道が月吉断層と遭遇してはならない。そこで、スパイラル坑道が月吉断層と遭遇しないようにすることを要件として追加し、スパイラル坑道は主立坑の南側で展開させることとする。

- 3) 施工期間及び掘削ずりを少なくするため、勾配をできる限り大きくする（10%勾配とすると、上記高低差からスパイラル坑道は総延長 730m以上必要）。

⇒ 「山岳トンネルの立坑と斜坑、平成6年8月、土木学会」に示される勾配は、ずり出し方式がタイヤ式の場合7～8°であり、これは12～13%の勾配に相当する。因みに、スウェーデンのエスポでは延長3010mの斜坑で400mの高低差を確保しており、この場合の勾配は13%強である。一方、換気、重量制限等の安全性に配慮し、国内の実績ではタイヤ式の場合10%未満の勾配が一般的である。ここでは、10%勾配を基本に考えることとする。また、安全性に配慮して適宜車両の離合場所を設け、離合場所は平坦にすることとする。

- 4) 最深ステージの掘削にTBMを採用するため（ ϕ 2.2m）、スパイラル坑道はTBMが搬入可能な坑道とするか、TBMで掘削する必要がある。スパイラル坑道をTBMで掘削する場合も想定し、最小回転半径を40m以上とする。

⇒ 本年度も踏襲し、曲線区間の最小回転半径は40m以上とする。

- 5) スパイラル坑道の掘削から主要坑道の掘削が連続して行える線形とする。

⇒ 本年度も踏襲する。

- 6) 走行安全性に配慮し、スパイラル坑道に直線区間を設ける。

⇒ 本年度も踏襲し直線区間を設けることとする。また、離合場所は見通しの良い直線区間に適宜設けるものとし、平成10年度の検討成果より離合場所の長さは16mあるので、直線区間の長さは20m以上を目安に設ける。

なお、平成10年度のOption第4案では、総延長約950mのスパイラル坑道の巻数は3であった。本年度は、走向安全性をより重視し、直線区間をできるだけ長く確保することとする。建設スケジュールから制約されるスパイラル坑道の総延長は約750m程度であり、平成10年度のOption第4案よりも200m程度短くなるので、スパイラル坑道の巻数は2あるいは1で考える。巻数が2のものを案1とし、そのイメージを図4.3-10に、巻

数が1のものを案2とし、そのイメージを図4.3-11に示す。

4) の要件からスパイラル坑道の最小回転半径を40～50mで考えた場合、案1では曲線区間の延長が500m～630m程度となり、スパイラル坑道の80%程度が曲線区間となる。案2では曲線の区間の延長が250～315m程度となり、スパイラル坑道の40%程度が曲線区間となる。表4.3-1には、案1と案2の特徴の比較を示す。

上記の他、本年度は換気立坑の位置が与条件となっており、換気立坑は平成10年度と比べて主立坑に比較的近い位置に設置される。また、第2段階が終了する2009年度までには、換気立坑と主立坑が最深部付近で連絡されていることが望まれる。そこで、主立坑から発進したスパイラル坑道は、先ず南東方向の換気立坑とつなぎ、スパイラル坑道が敷地内に収まるように時計周りに展開させることとする。

以上を考慮して設定したスパイラル坑道の線形を図4.3-12、図4.3-13及び表4.3-2、表4.3-3に示す。また、スパイラル坑道と敷地境界の関係を図4.3-14及び図4.3-15に示す。表4.3-2及び表4.3-3によれば、スパイラル坑道の総延長は約740m、換気立坑の到達深度は約GL-945mとなる。

表4.3-1 スパイラル坑道の巻数と特徴の比較

比較項目	スパイラル線形	
	案1	案2
特徴	GL-880mからGL-945mまでの区間をスパイラル坑道2周で連絡する案で、東西方向に115m、南北方向に100mの範囲で展開する。曲線部の回転半径は、直線区間長を長くするため40mとしている。	GL-880mからGL-945mまでの区間をスパイラル坑道1周で連絡する案で、敷地形状を考慮して東西方向に130m、南北方向に270mの範囲で展開する。曲線部の回転半径は、案1よりも余裕を持たせ50mとしている。
走向安全性	曲線区間が全長の80%程度となり、見通しの悪い区間が多くなるため、走向安全性は案2よりも劣る。	曲線区間が全長の40%程度となり、見通しの悪い区間が少なくなるため、走向安全性は案1よりも優れている。
レイアウト変更への対応	条件変更に対し、曲線区間の線形を調節する必要が予想されるため、変更の自由度は案2よりも低い。	南北方向の直線区間長を調節することで最深ステージの深度変更等に比較的容易に対応が可能であり、変更の自由度は案1よりも高い。
防災面	換気立坑との交差が3箇所になるため、避難経路は短くなり(最長180m程度)、防災上は案2よりも有利である。	換気立坑との交差が2箇所になるため、避難経路は長くなり(最長350m程度)、防災上は案1よりも劣る。
地質調査	同一面内を2周することで、平面的な調査範囲は狭くなるが、同一面内の鉛直方向に複数の坑道を配置することで立体的な情報量は案2よりも多い。	平面的に広範囲の調査が可能となるが、立体的な情報量は案1よりも少ない。

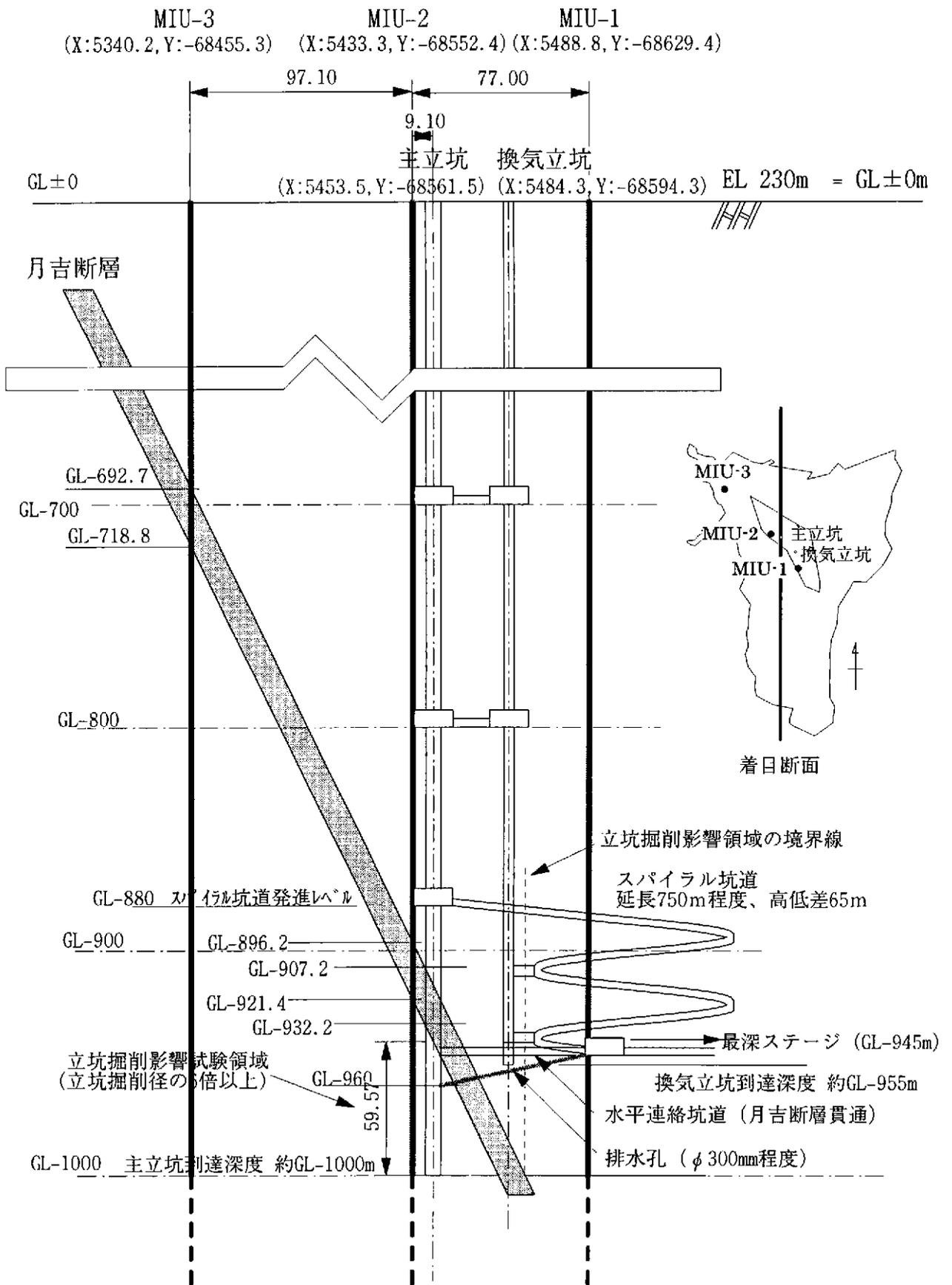


図4.3-10 主立坑／換気立坑／スパイラル坑道と月吉断層の関係 (案1)

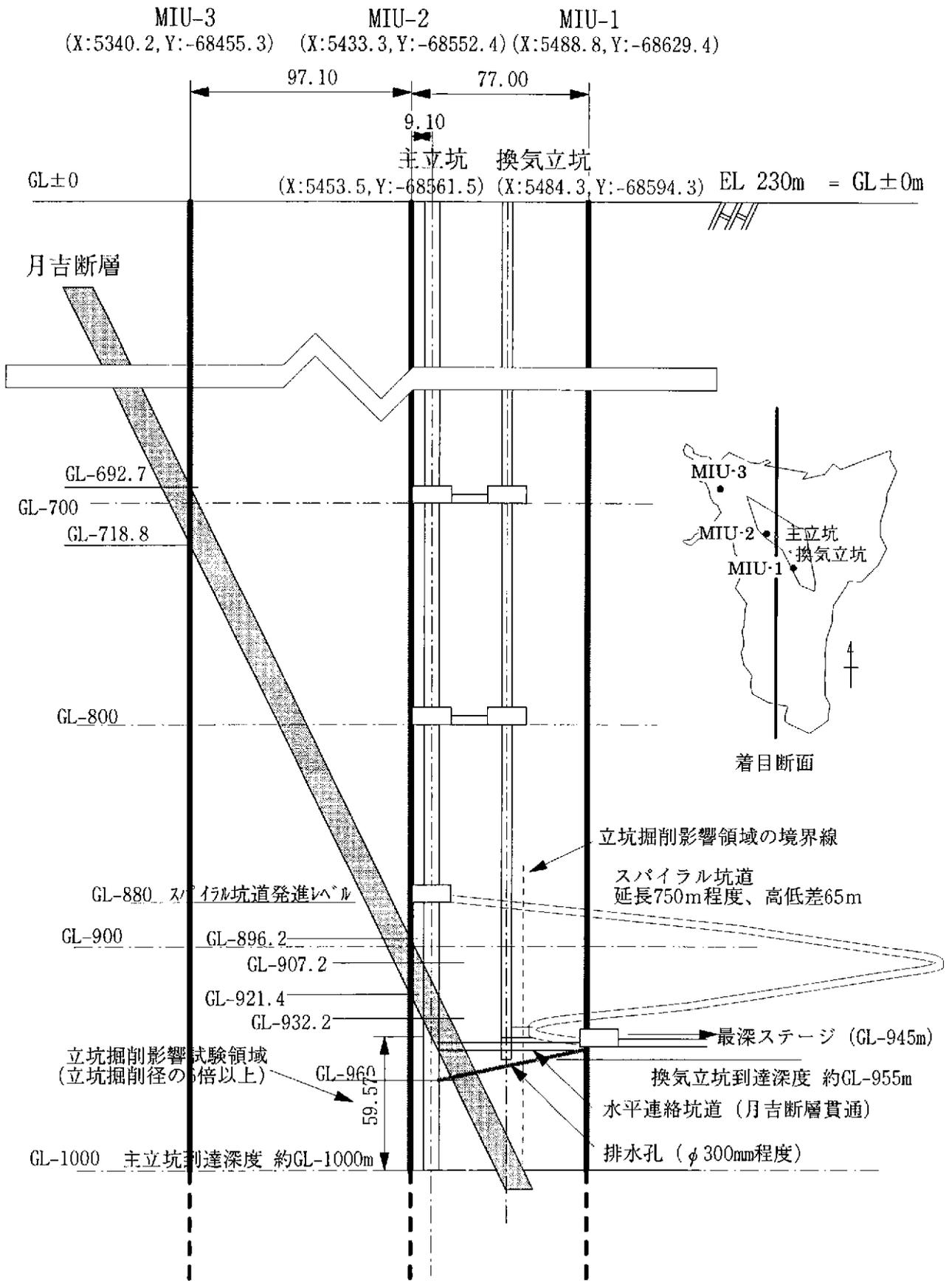
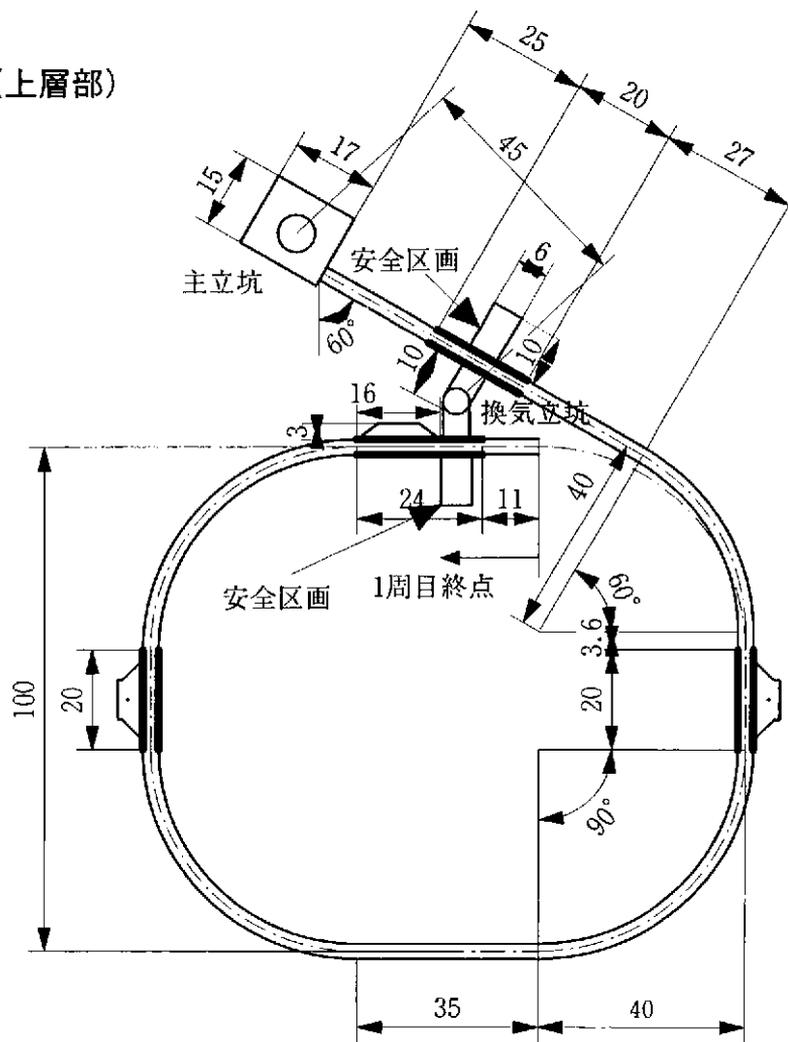


図4.3-11 主立坑／換気立坑／スパイラル坑道と月吉断層の関係 (案2)

1 周目 (上層部)



== 平坦区間

2 周目 (下層部)

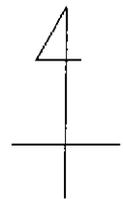
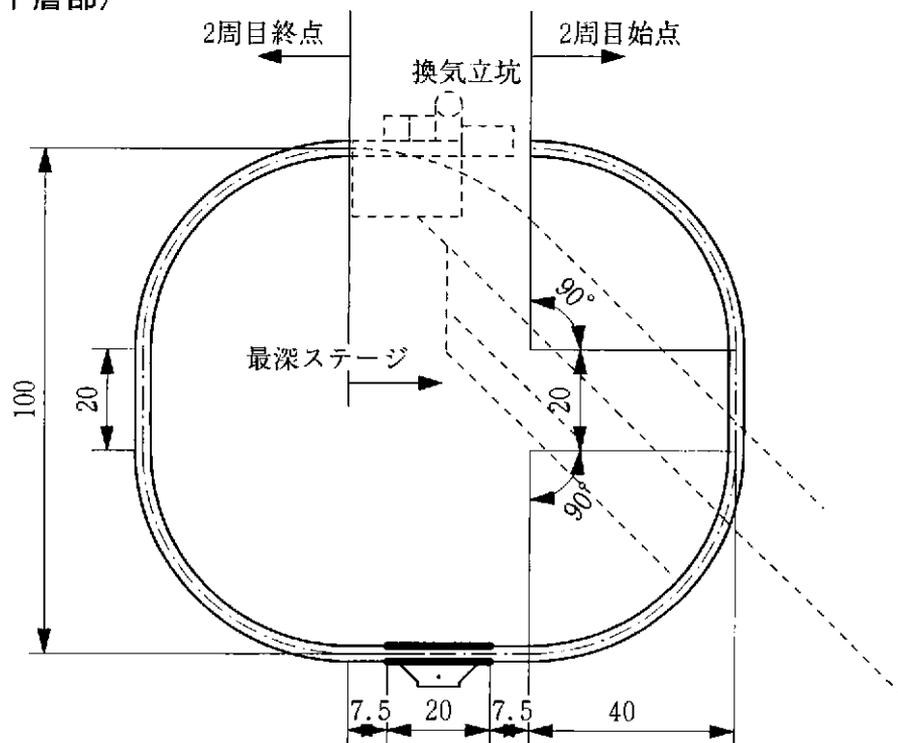


図4.3-12 スパイラル坑道の線形 (案1)

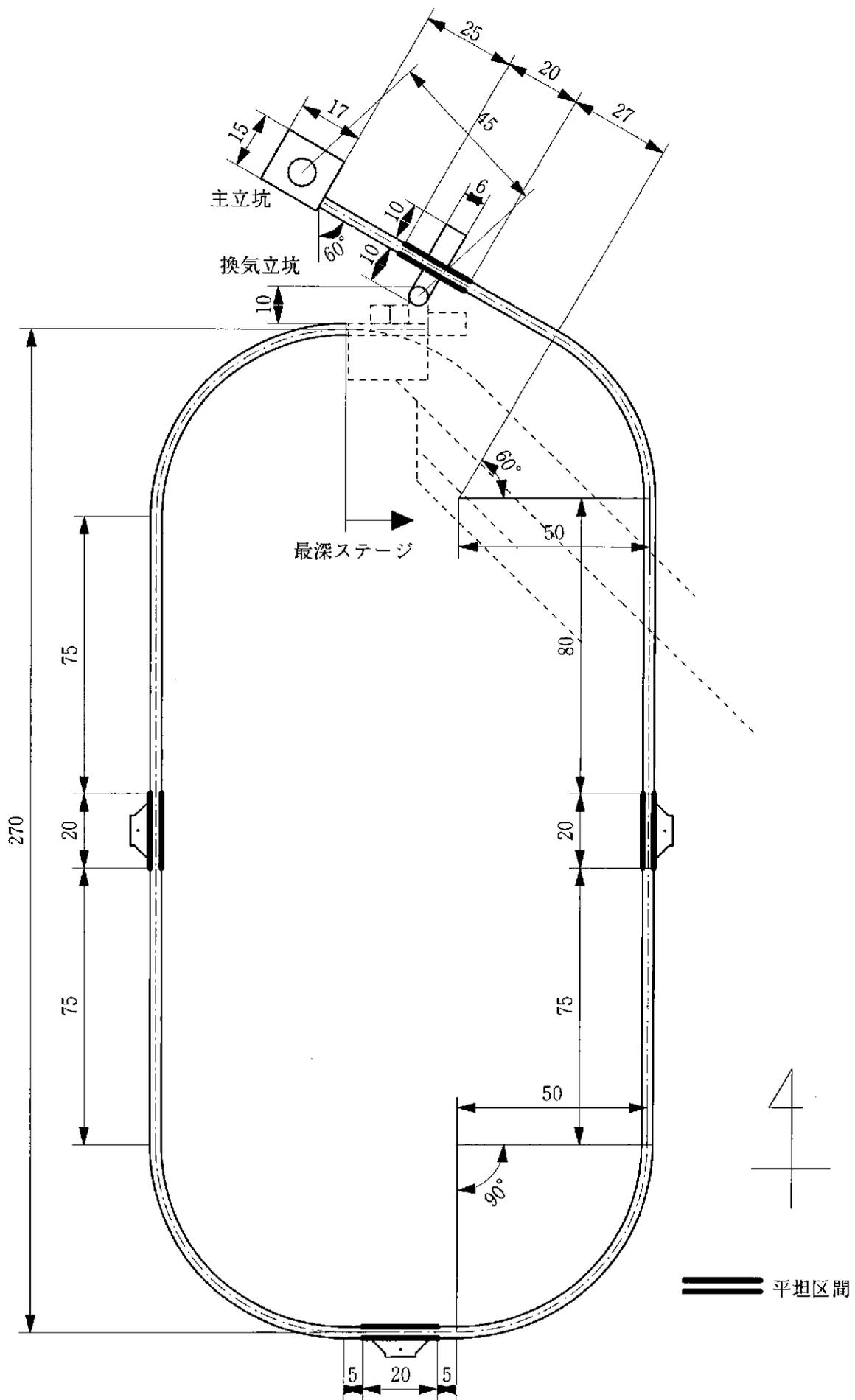


図4.3-13 スパイラル坑道の線形（案2）

表 4.3- 2 スパイラル坑道の延長と深度（案 1）

		延長 (m)		勾配 (%)	終点深度 (m)	円弧条件		備 考
		延長	延長累計			回転半径 (m)	角度	
1周目	直線 1	24.50	24.50	10	-882.45	—	—	
	直線 2	20.00	44.50	0	-882.45	—	—	換気立坑取付部
	直線 3	26.60	71.10	10	-885.11	—	—	
	円弧 1	41.89	112.99	10	-889.30	40.00	60.00	
	直線 4	3.60	116.59	10	-889.66	—	—	
	直線 5	20.00	136.59	0	-889.66	—	—	離合地点、鉛直試錐座
	円弧 2	62.83	199.42	10	-895.94	40.00	90.00	
	直線 6	35.00	234.42	10	-899.44	—	—	
	円弧 3	62.83	297.25	10	-905.73	40.00	90.00	
	直線 7	20.00	317.25	0	-905.73	—	—	離合地点、鉛直試錐座
	円弧 4	62.83	380.08	10	-912.01	40.00	90.00	
	直線 8	14.06	394.14	0	-912.01	—	—	離合地点
直線 9	10.00	404.14	0	-912.01	—	—	換気立坑取付部	
2周目	直線10	10.94	415.08	10	-913.10	—	—	
	円弧 5	62.83	477.91	10	-919.39	40.00	90.00	
	直線11	20.00	497.91	10	-921.39	—	—	
	円弧 6	62.83	560.74	10	-927.67	40.00	90.00	
	直線12	7.50	568.24	10	-928.42	—	—	
	直線13	20.0	588.24	0	-928.42	—	—	離合地点、鉛直試錐座
	直線14	7.50	595.74	10	-929.17	—	—	
	円弧 7	62.83	658.57	10	-935.45	40.00	90.00	
直線15	20.00	678.57	10	-937.45	—	—		
円弧 8	62.83	741.40	10	-943.73	40.00	90.00	スパイラル坑道終点	

表 4.3- 3 スパイラル坑道の延長と深度（案 2）

	延長 (m)		勾配 (%)	終点深度 (m)	円弧条件		備 考
	延長	延長累計			回転半径 (m)	角度	
直線 1	24.50	24.50	10.00	-882.45	—	—	
直線 2	20.00	44.50	0.00	-882.45	—	—	換気立坑取付部
直線 3	26.60	71.10	10.00	-885.11	—	—	
円弧 1	52.36	123.46	10.00	-890.35	50.00	60.00	
直線 4	80.00	203.46	10.00	-898.35	—	—	
直線 5	20.00	223.46	0.00	-898.35	—	—	離合地点、鉛直試錐座
直線 6	75.00	298.46	10.00	-905.85	—	—	
円弧 2	78.54	377.00	10.00	-913.70	50.00	90.00	
直線 7	5.00	382.00	10.00	-914.20	—	—	
直線 8	20.00	402.00	0.00	-914.20	—	—	離合地点、鉛直試錐座
直線 9	5.00	407.00	10.00	-914.70	—	—	
円弧 3	78.54	485.54	10.00	-922.55	50.00	90.00	
直線10	75.00	560.54	10.00	-930.05	—	—	
直線11	20.00	580.54	0.00	-930.05	—	—	離合地点、鉛直試錐座
直線12	75.00	655.54	10.00	-937.55	—	—	
円弧 4	78.54	734.08	10.00	-945.41	50.00	90.00	スパイラル坑道終点

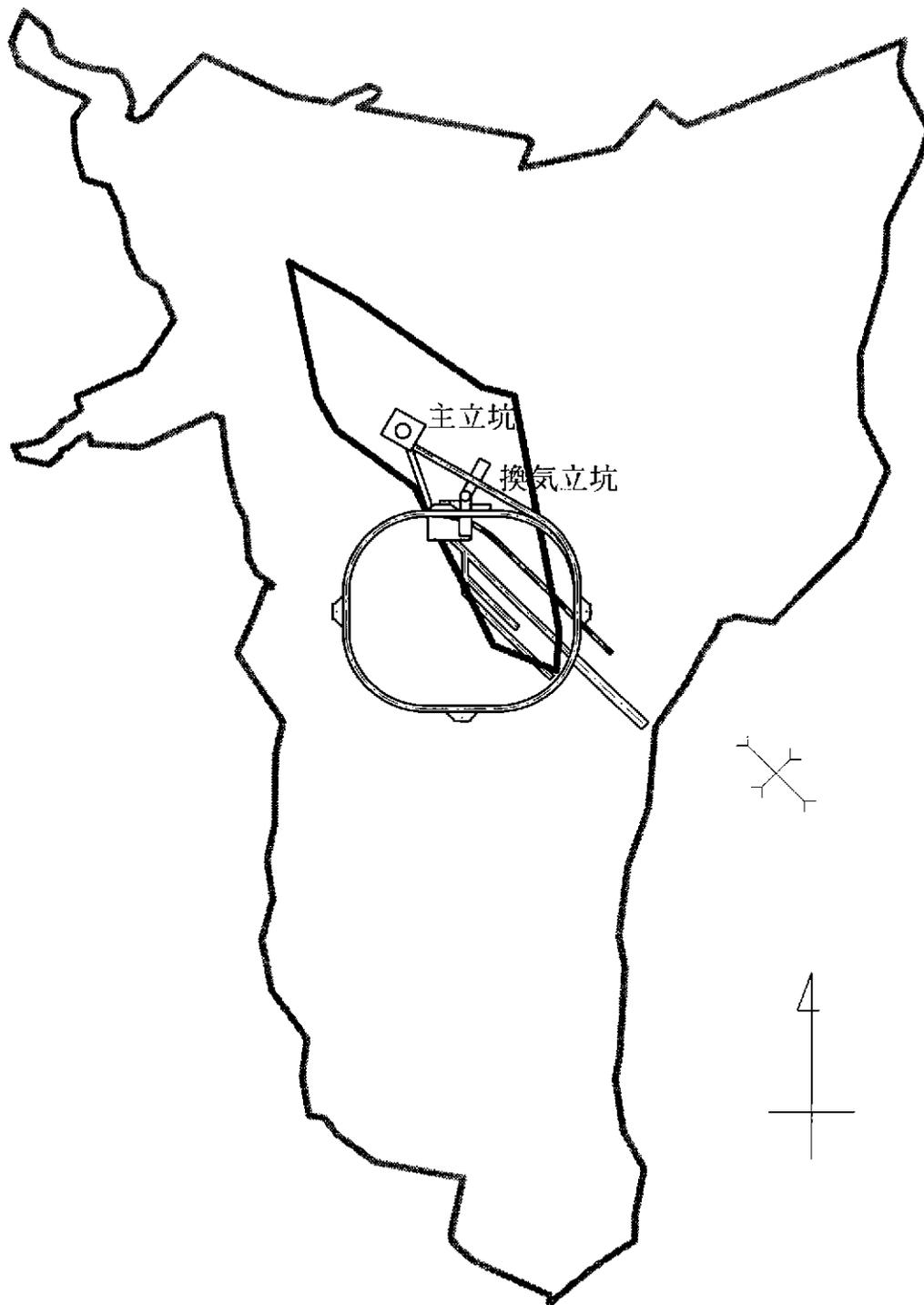


図4.3- 14 月吉断層とスパイラル坑道の地表面投影（案1）

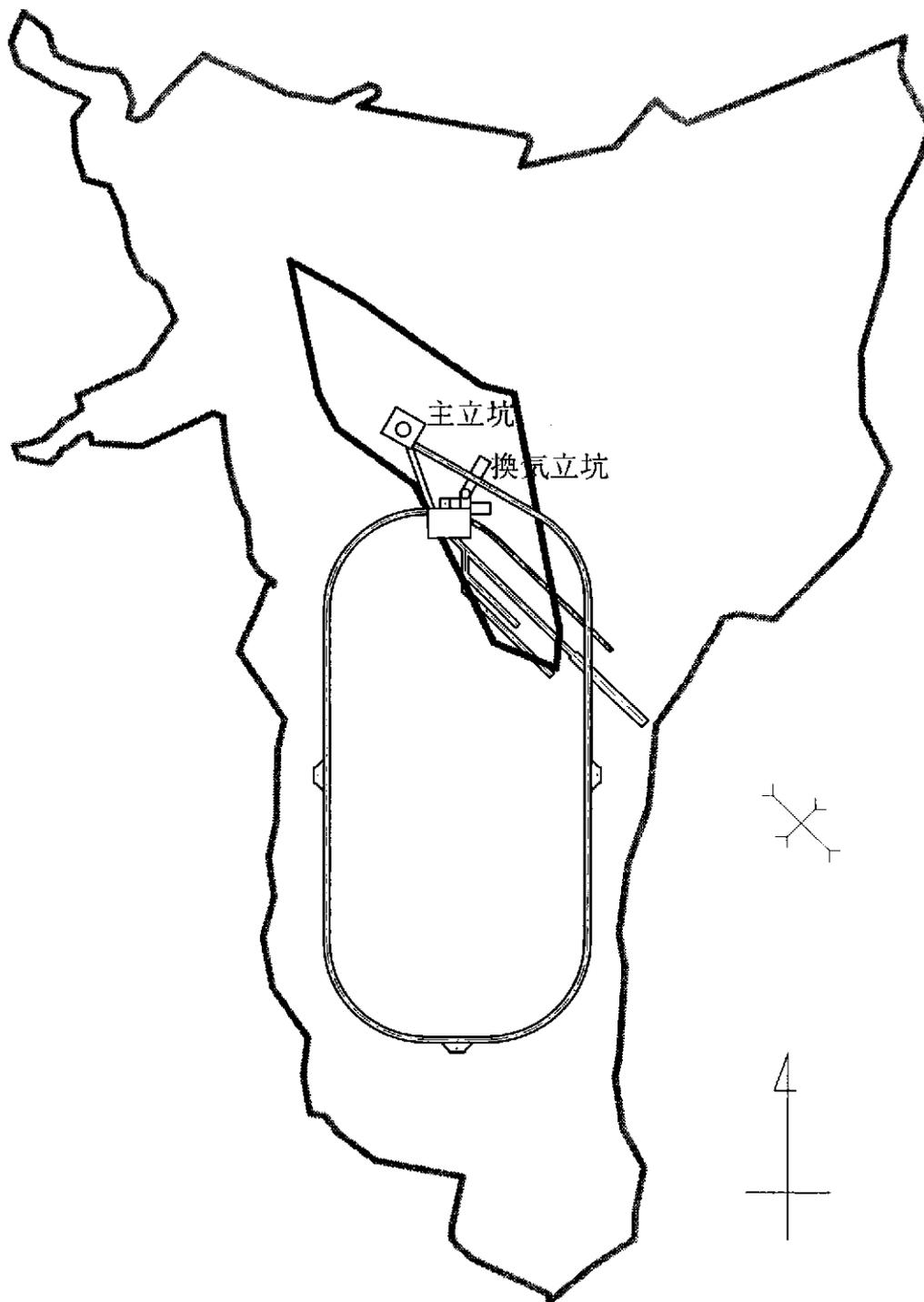


図4.3- 15 月吉断層とスパイラル坑道の地表面投影 (案2)

4.3.6 中間ステージの水平展開

主要坑道の規模や配置等の基本形状は平成 10 年度と同一とする。ただし、第一段階の地質環境データの充実化、主要坑道の建設が第二段階と第三段階に分割されるという条件の変更に伴い、以下の点を修正することとする。

- 1) 換気立坑の位置が変更になったことにより、取付部の位置を変更する。
- 2) 試錐座は、基本的に主要坑道の 4 隅に配置することを基本とするが、最深ステージ付近の地質予測のための鉛直試錐座は、第二段階に建設される西面及び南面の主要坑道沿いに配置する。
- 3) 平成 10 年度は月吉断層に直交する方向と平行な方向に主要坑道を展開したが、当時は月吉断層の走向として N80E が与条件であった。本年度は月吉断層の走向を特に定めていないが、地表における断層の露頭線は西北西～東南東の傾向を示している。そこで、水平坑道の展開は東西方向及び南北方向とする。
- 4) 第一段階の調査結果より、GL-300m 以深は最大主応力方向が NW～SE であるという情報が得られている。通常、地下空洞の配置を検討する場合、特段他の制約がなければ坑道の軸方向を最大主応力方向と一致させるように計画する。平成 10 年度にレイアウトを検討した際には、力学試験・工学試験のエリアは、地下水流の下流側に配置してもよいということを考慮して位置や方向を設定した。今回、主応力方向が情報として得られたことをレイアウトに反映することとし、力学試験・工学試験のエリアは、地下水流の下流側の位置で、坑道軸方向を NW～SE 方向に変更することとする。
- 5) 平成 10 年度は、最深ステージと中間ステージの力学試験・工学試験エリアの坑道配置が若干異なっていたが、両者の配置を基本的に合わせるものとする。したがって、平成 10 年度に 3 本であった水平坑道本数を 4 本に増やすこととする。
- 6) 平成 10 年度は、力学試験・工学試験エリアの坑道は、 $R = 40\text{m}$ の曲線の組合せで離間距離を調整していたが、坑道交差部の鋭角側の応力集中回避や施工性を考慮して、TBM で掘削する坑道以外の交差部は 45° 程度の角度で交差することを基本とする。

以上を反映して見直しを行った中間ステージの水平展開図を図 4.3-16 に示す。同図によれば、力学・工学試験エリアの坑道延長は、約 450m となる。

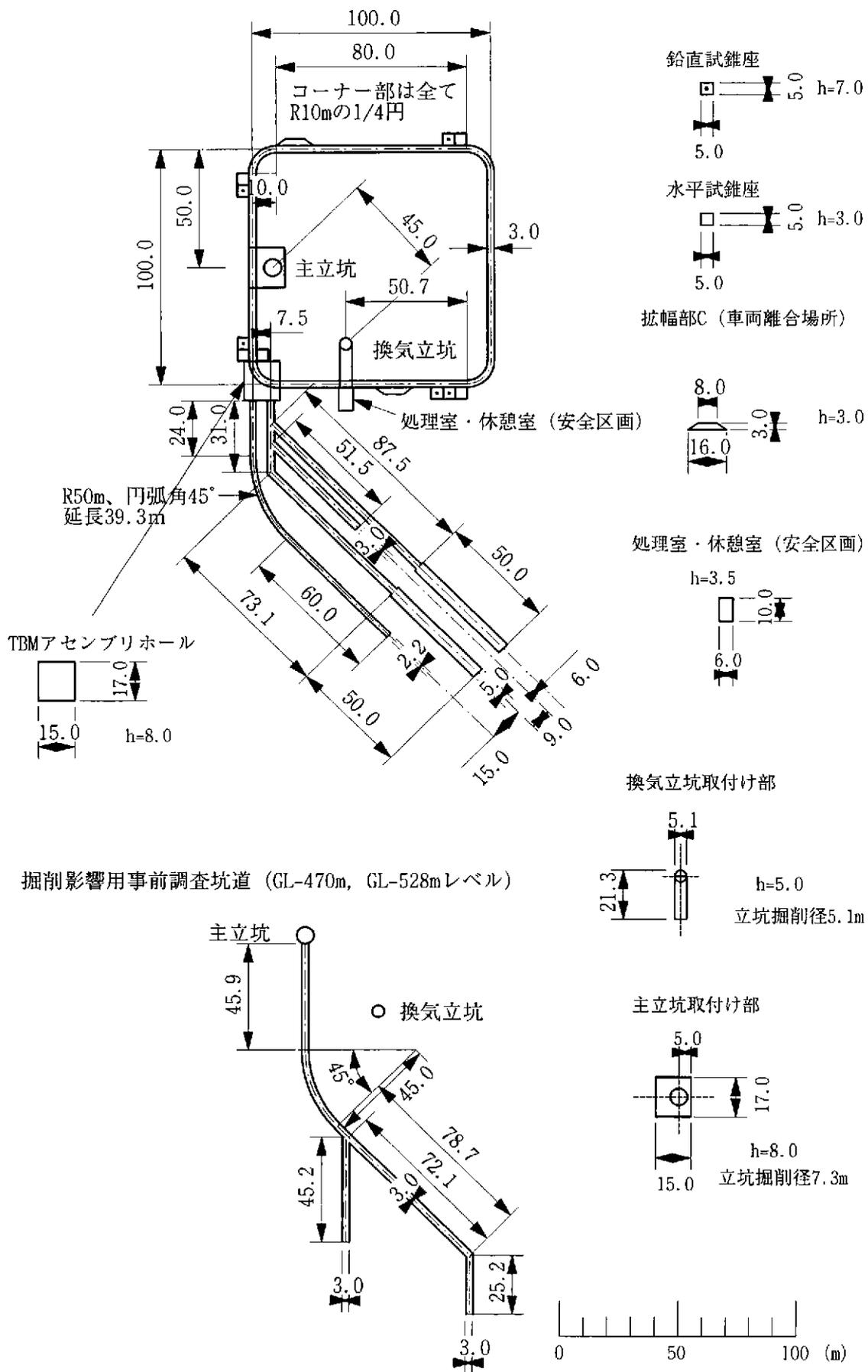


図4.3-16 中間ステージの水平展開

4.3.7 最深ステージの水平展開

中間ステージにおける力学試験、工学試験のエリアと同様の考え方を採用し、坑道軸方向を最大主応力方向に一致させ、NW～SE方向に変更することとする。また、坑道交差角度についても、中間ステージと同様に TBM で掘削する坑道以外は 45° 程度の角度で交差することを基本とする。

なお、TBM による掘削を行う坑道の線形、掘削影響試験で考慮する坑道離間距離の種類、工学試験を実施する坑道の規模と延長については、平成 10 年度と基本的に同様の考え方とする。最深ステージの水平展開図を図 4.3-17 に示す。同図によれば、最深ステージの坑道延長は約 390m となる。

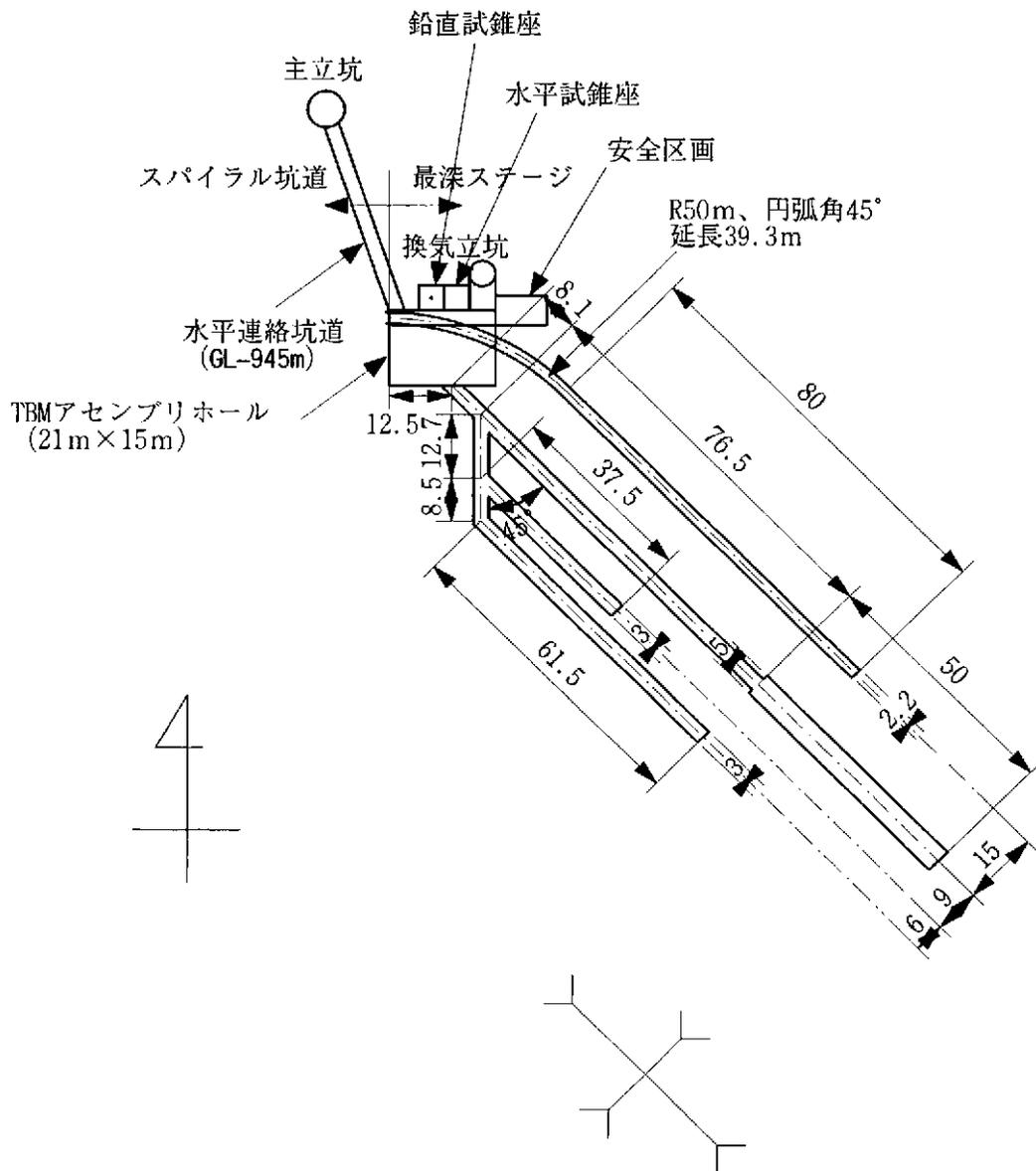


図4.3-17 最深ステージの水平展開

4.3.8 その他細目

(1) 予備ステージ

予備ステージについては、主立坑と換気立坑を最短距離で連絡するように直線で連絡する。また、排水設備を設ける空間については、平成 10 年度と同一とする。また、中間ステージ付近の立坑掘削影響試験は実施しないので、GL-400m の予備ステージは他深度のものと同じの仕様とする。

予備ステージの水平展開図を図 4.3- 18 に示す。

(2) 試錐座、車両離合場所

試錐座については、中間ステージは平成 10 年度と同様に 4 隅に配置することを基本とする。ただし、第二段階における坑道掘削範囲が西面坑道と南面坑道に限定されたため、最深部調査のための鉛直試錐座は西面坑道と南面坑道に配置する。また、車両離合場所と兼用させる試錐座については、平成 10 年度の施工検討の成果を考慮して拡幅区間として 16m を確保する。

スパイラル坑道の試錐座については、平成 10 年度と同様に鉛直下方に 4 本の試錐が可能となるように、北面、東面、南面、西面に各 1 箇所ずつ計 4 箇所の鉛直試錐座をそれぞれ設ける。また、鉛直試錐座は車両離合場所と兼用させることとし、中間ステージと同様に拡幅区間として 16m を確保する。

試錐座、車両離合場所の形状・寸法を図 4.3- 19 に示す。

(3) 月吉断層を貫く水平坑道

研究の最終段階において月吉断層を水平坑道でも貫き、断層を対象とした調査の実施が可能となるようにする。とりあえず、最深ステージの TBM アセンブリホールと主立坑を連絡する水平坑道 (GL-945m) を設けるものとする。また、スパイラル坑道や最深ステージの排水用に、直径 300mm 程度の排水孔を TBM アセンブリホールと主立坑坑底施設間を連絡するように配置する。

(4) 安全区画

平成 10 年度は、安全区画を中間ステージでは主立坑付近、最深ステージでは TBM アセンブリホールに設置した。最新の計画では、換気立坑に人員昇降設備を設けるため、安全区画は昇降設備による避難までの一時退避場所にとらえ、換気立坑と水平坑道の取り合い部付近に配置することとする。

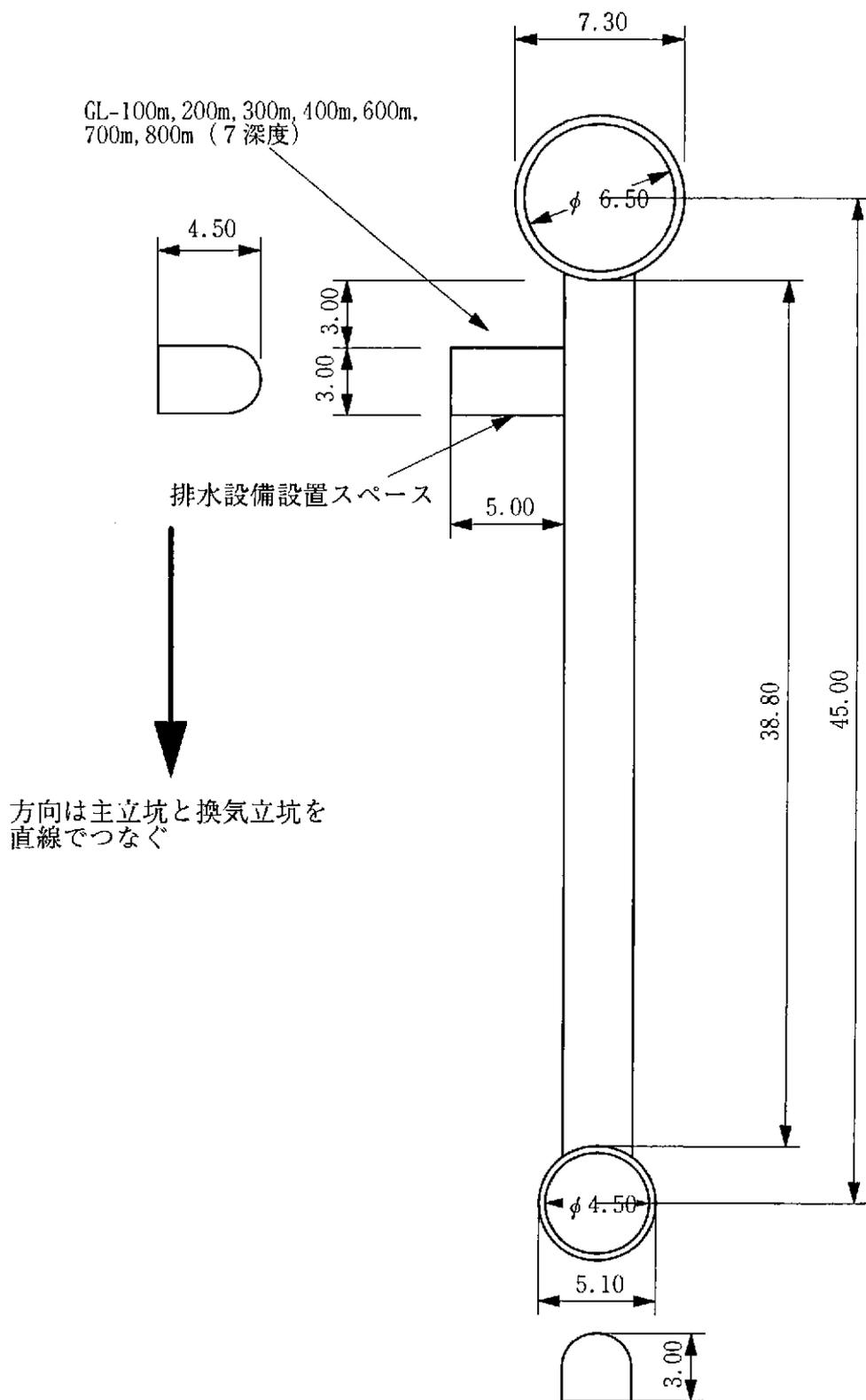
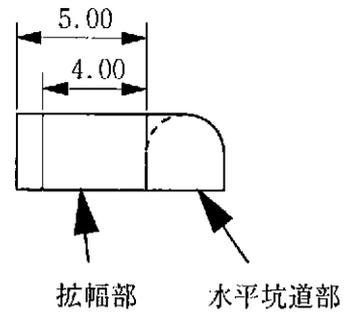
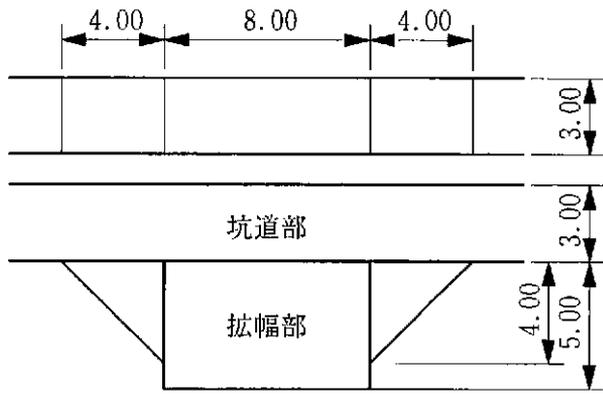
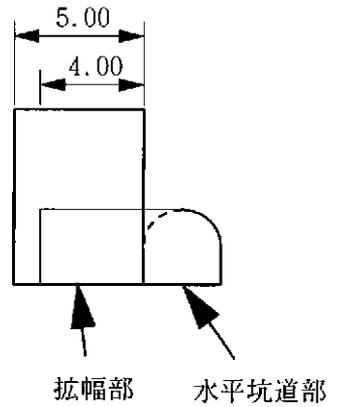
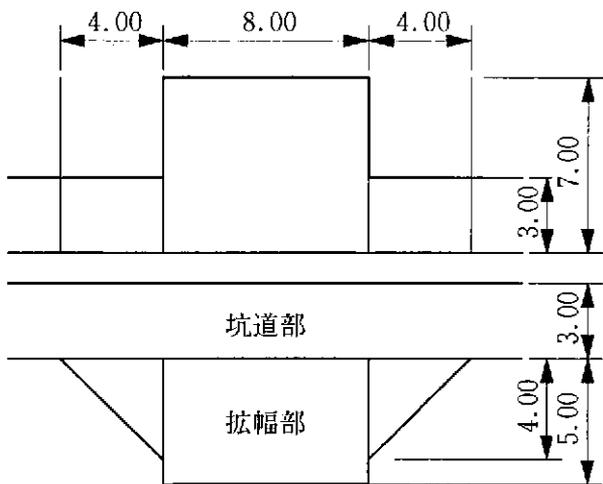


図4.3-18 予備ステージレイアウト

拡幅部A (水平試錐座兼用)



拡幅部B (鉛直試錐座兼用)



拡幅部C (車両離合場所)

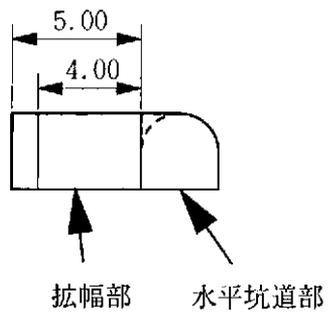
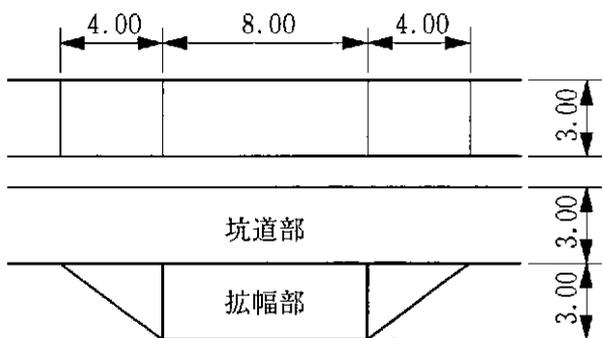


図4.3-19 試錐座

4.3.9 3次元静止画像の作成

(1) 施設レイアウト

前項までの検討で設定した地下施設のレイアウトについて、以下の画像リストにしたがい3次元静止画像を示す。

<画像リスト>

- 図 4.3- 20 超深地層研究所全体レイアウト (案1 / 構造物)
- 図 4.3- 21 超深地層研究所全体レイアウト (案2 / 構造物)
- 図 4.3- 22 超深地層研究所全体レイアウト (案1 / 構造物+敷地境界)
- 図 4.3- 23 超深地層研究所全体レイアウト (案2 / 構造物+敷地境界)
- 図 4.3- 24 超深地層研究所全体レイアウト (案1 / 構造物+地質構造)
- 図 4.3- 25 超深地層研究所全体レイアウト (案2 / 構造物+地質構造)
- 図 4.3- 26 中間ステージ付近拡大 (南西方向より見たイメージ)
- 図 4.3- 27 中間ステージ付近拡大 (南東方向より見たイメージ)
- 図 4.3- 28 最深ステージ付近拡大 (案1 / 南西方向より見たイメージ)
- 図 4.3- 29 最深ステージ付近拡大 (案1 / 南東方向より見たイメージ)
- 図 4.3- 30 最深ステージ付近拡大 (案2 / 南西方向より見たイメージ)
- 図 4.3- 31 最深ステージ付近拡大 (案2 / 南東方向より見たイメージ)

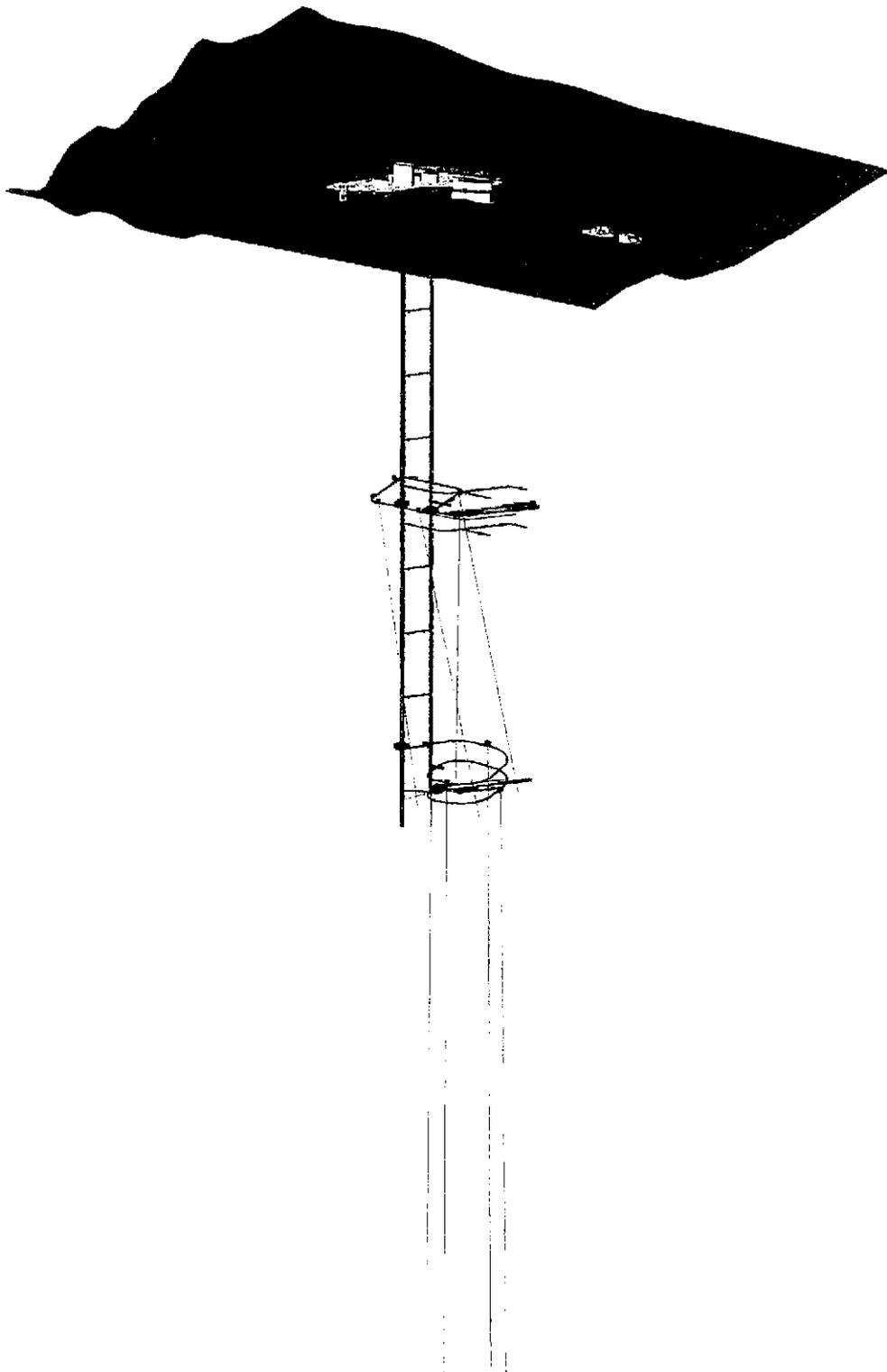


図 4.3- 20 超深地層研究所全体レイアウト (案1 / 構造物)

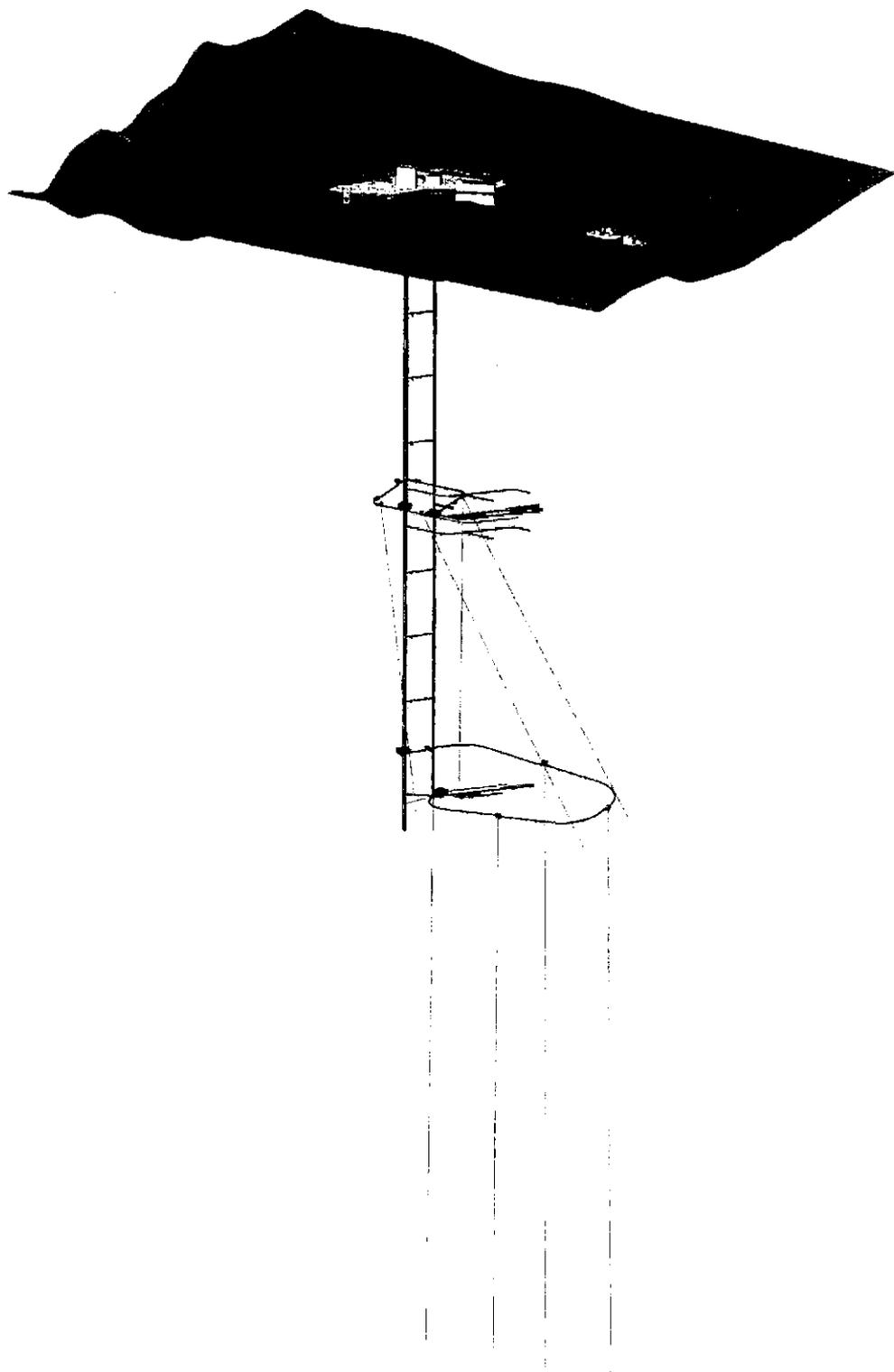


図 4.3- 21 超深地層研究所全体レイアウト（案 2 / 構造物）

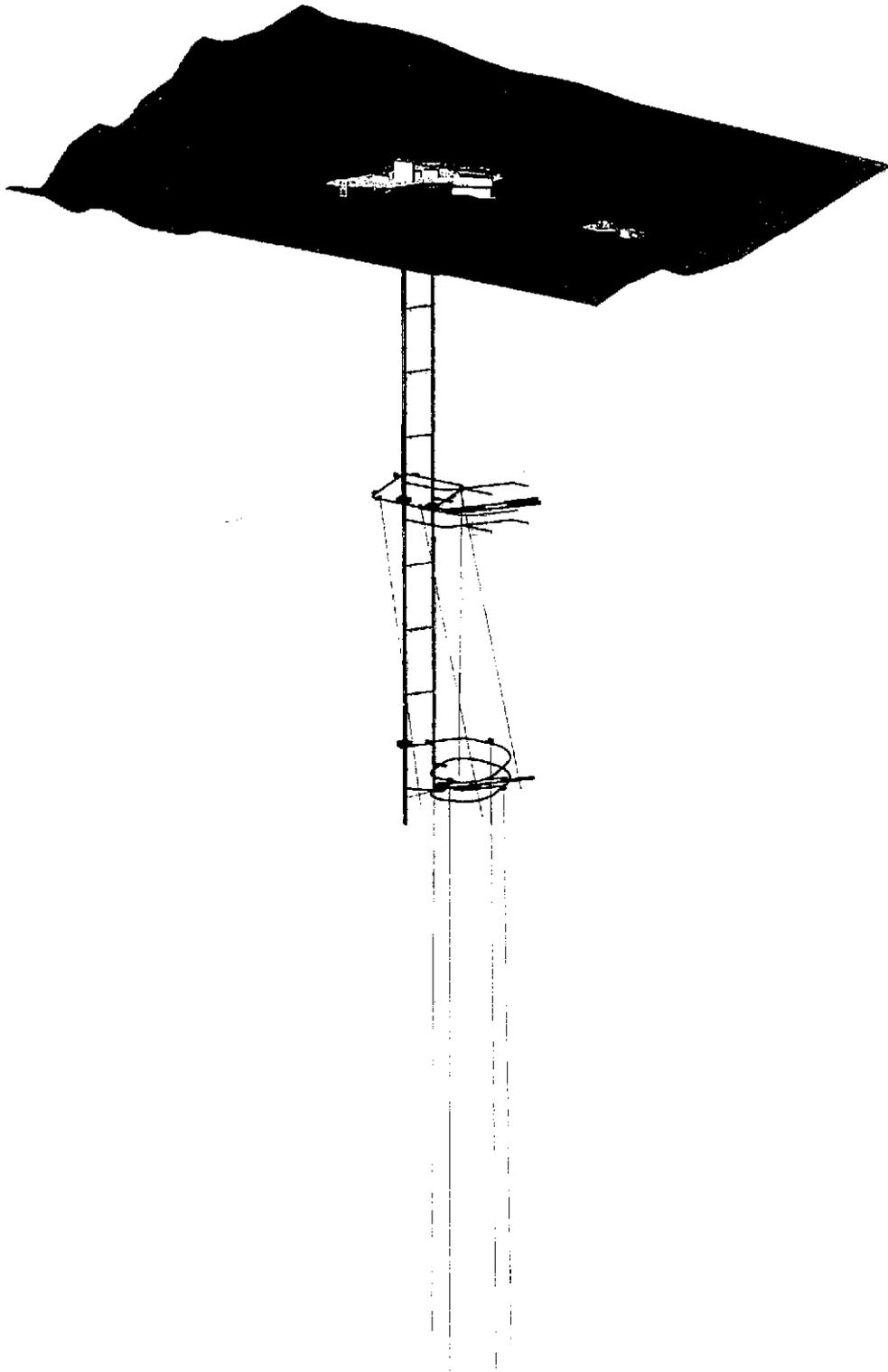


図 4.3-22 超深地層研究所全体レイアウト (案1 / 構造物+敷地境界)

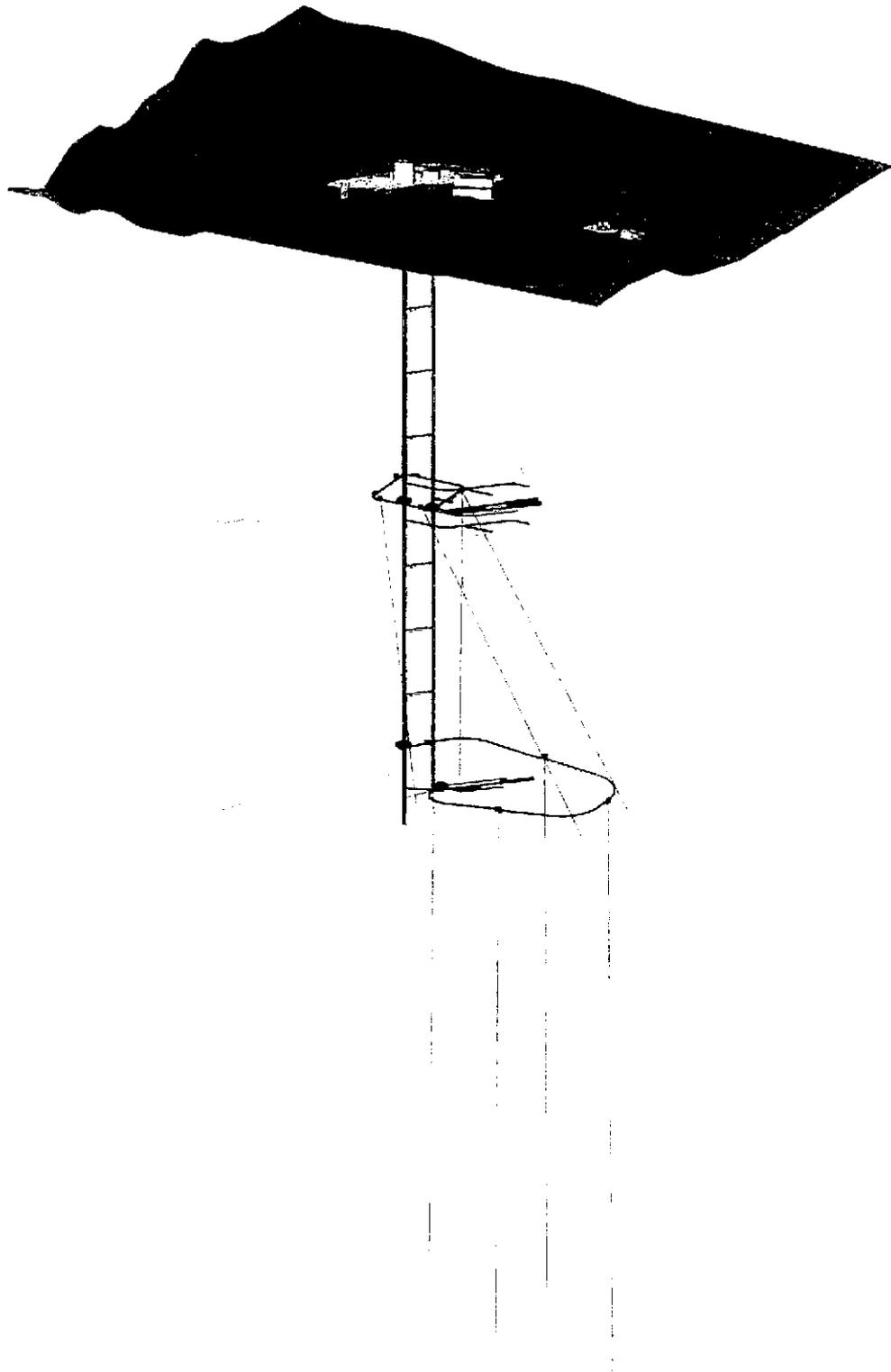


図 4.3- 23 超深地層研究所全体レイアウト (案 2 / 構造物 + 敷地境界)

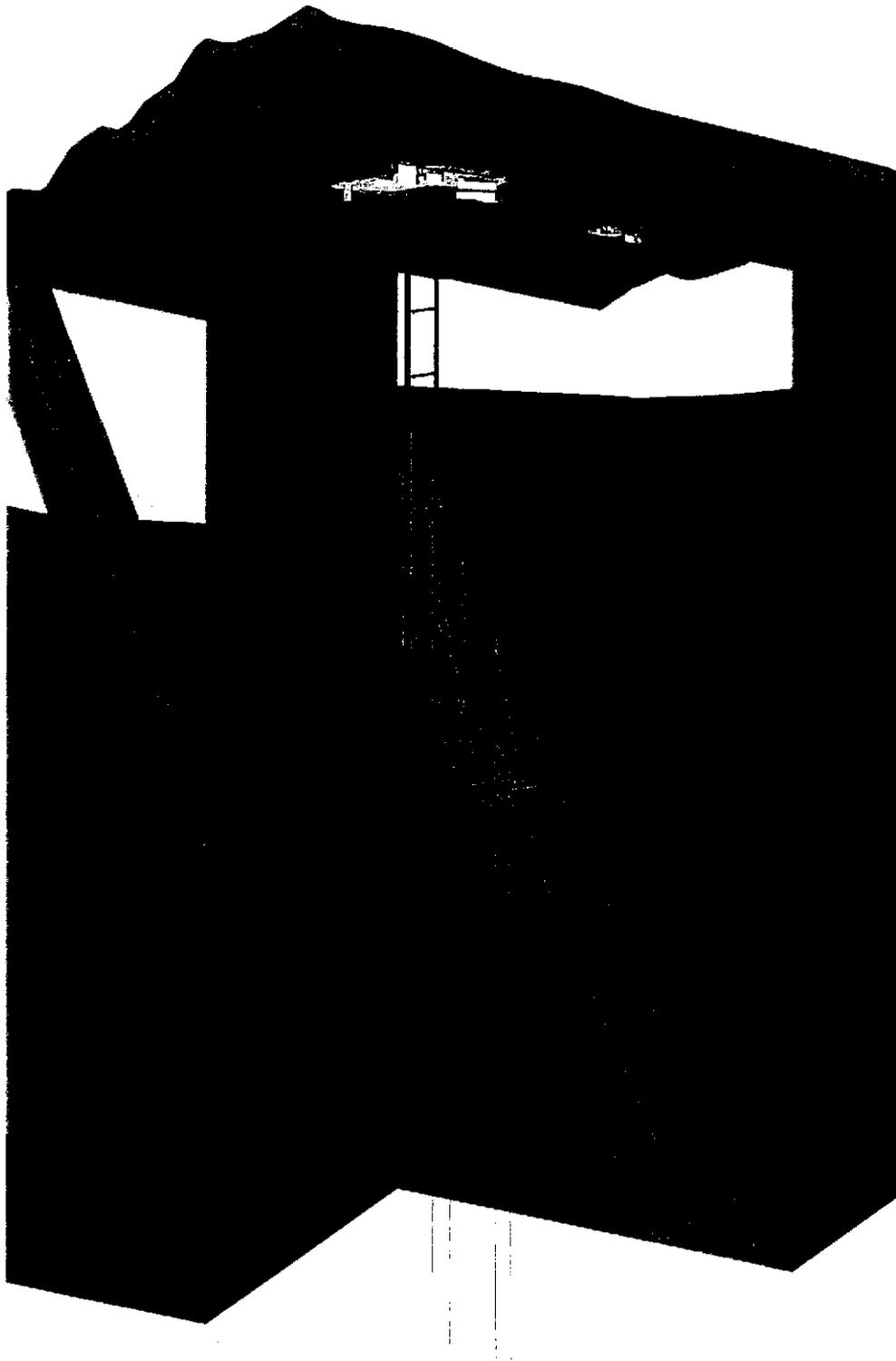


図 4.3-24 超深地層研究所全体レイアウト (案1 / 構造物 + 地質構造)

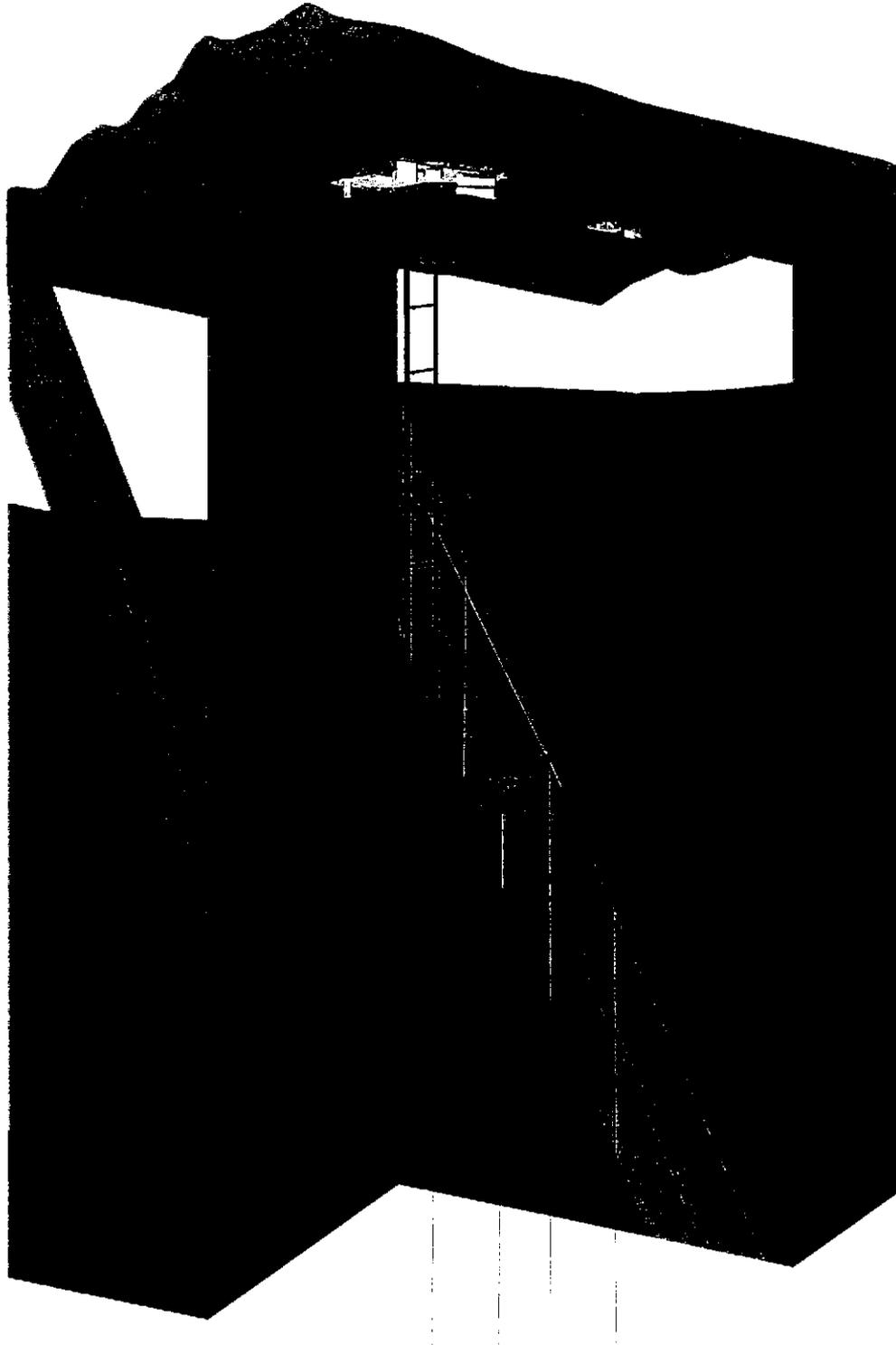


図 4.3- 25 超深地層研究所全体レイアウト（案 2 / 構造物 + 地質構造）

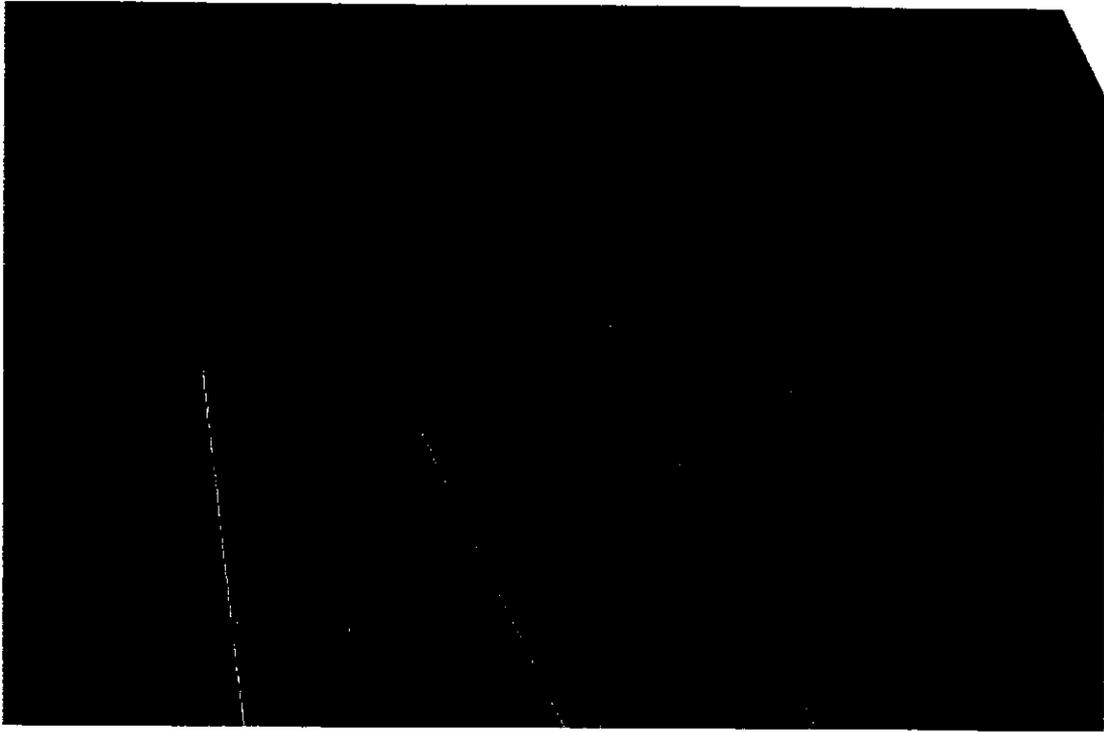


図 4.3- 26 中間ステージ付近拡大（南西方向より見たイメージ）

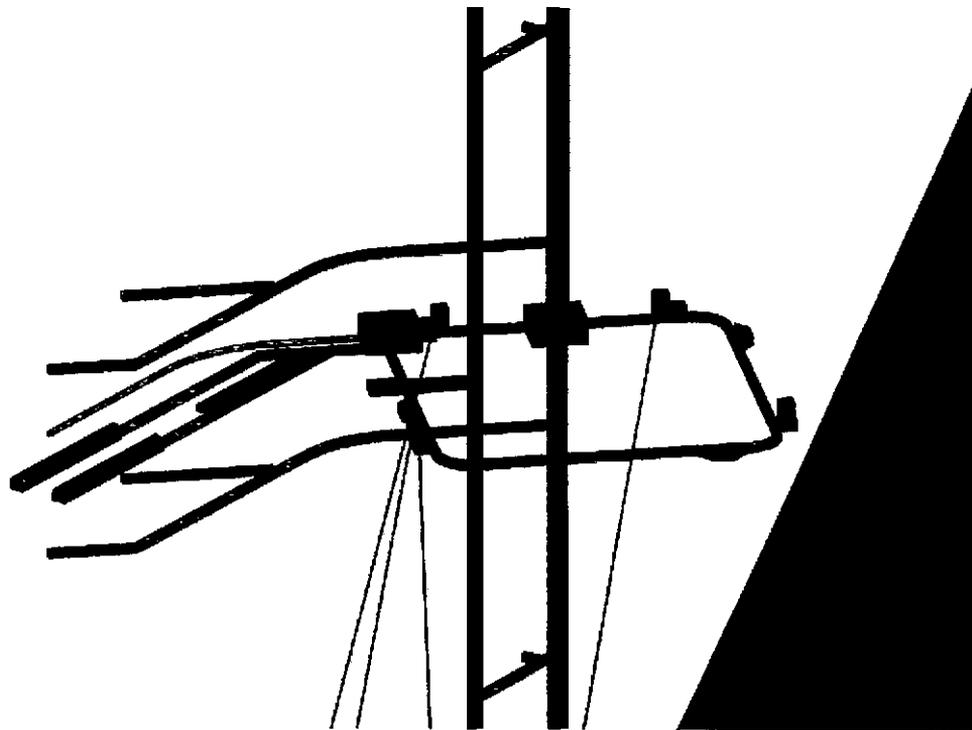


図 4.3- 27 中間ステージ付近拡大（南東方向より見たイメージ）

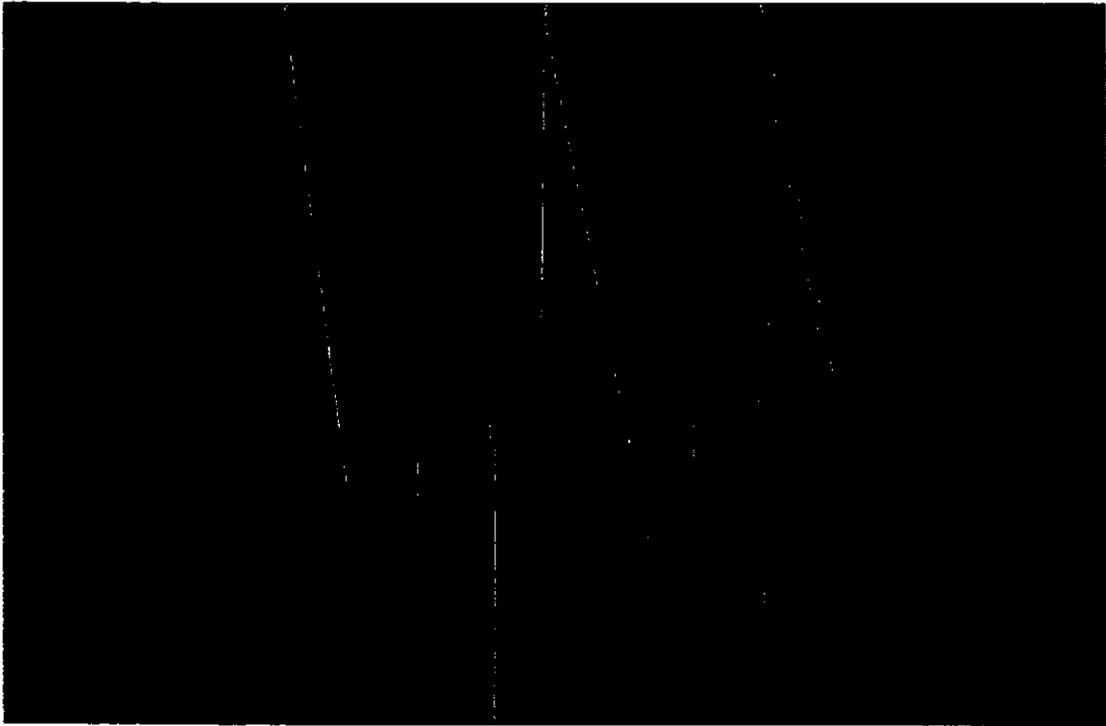


図 4.3- 28 最深ステージ付近拡大 (案1 / 南西方向より見たイメージ)

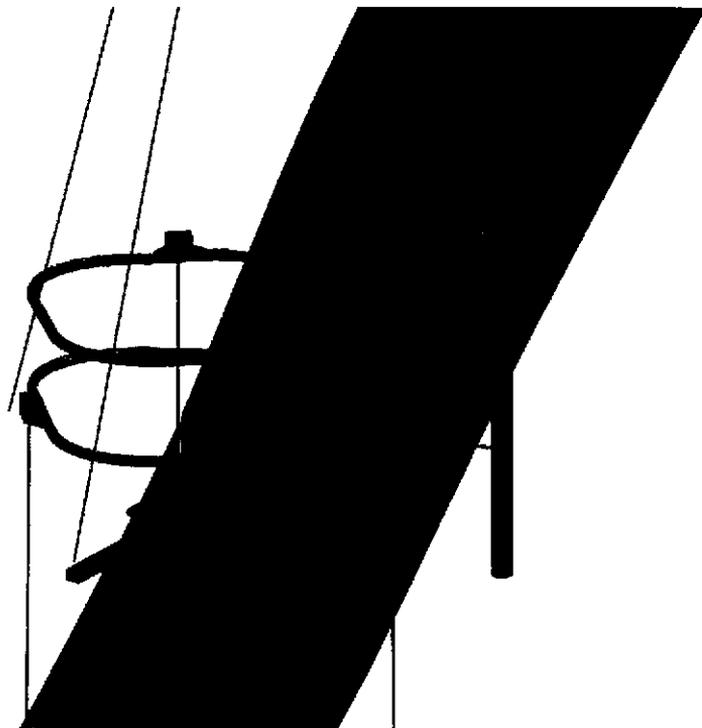


図 4.3- 29 最深ステージ付近拡大 (案1 / 南東方向より見たイメージ)

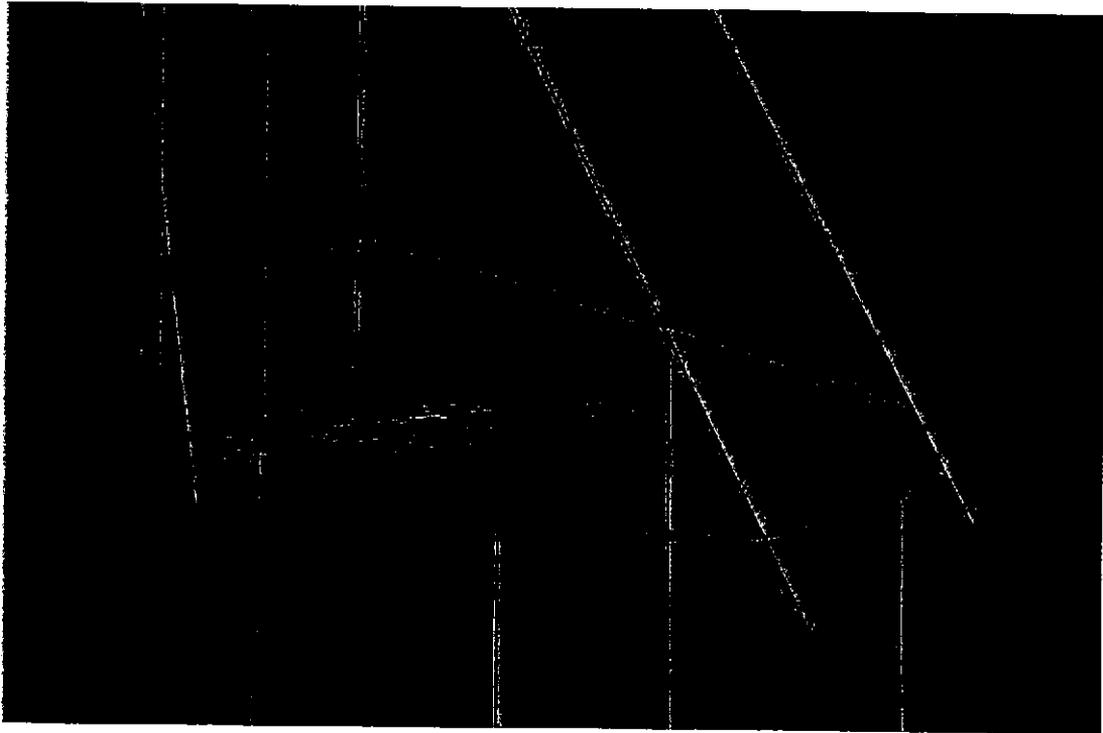


図 4.3- 30 最深ステージ付近拡大（案 2 / 南西方向より見たイメージ）

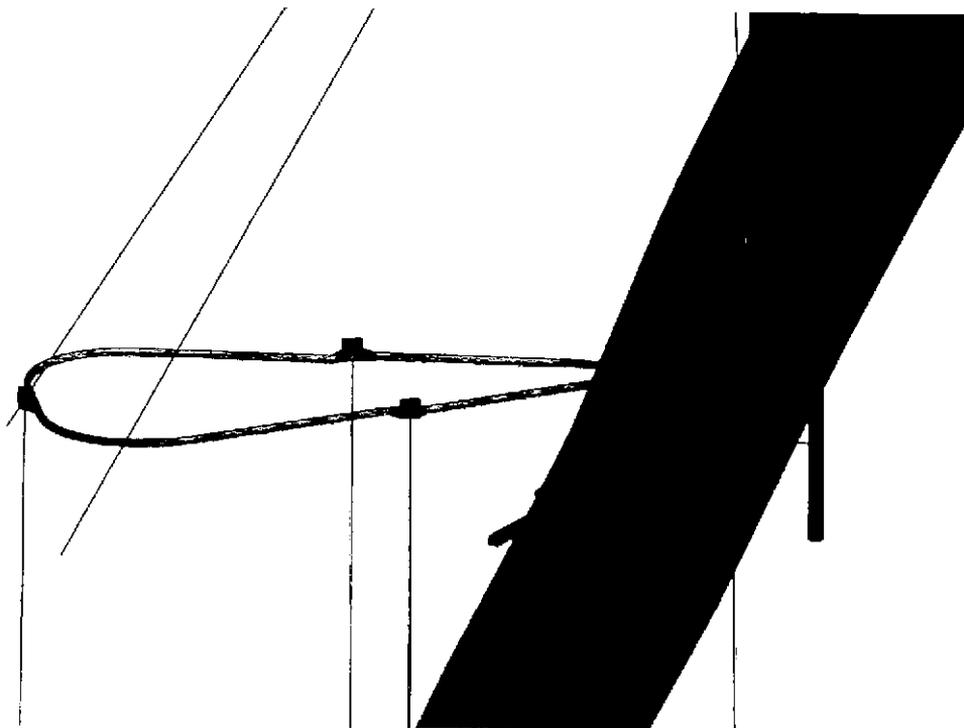


図 4.3- 31 最深ステージ付近拡大（案 2 / 南東方向より見たイメージ）

(2) 施工手順

本年度提示された建設スケジュールに基づき、地下施設の施工ステップ画像を以下のリストにしたがい示す。

<画像リスト>

- 図 4.3- 32 施工ステップ1－換気立坑中間ステージ到達（案1）
- 図 4.3- 33 施工ステップ2－主立坑中間ステージ到達（案1）
- 図 4.3- 34 施工ステップ3－中間ステージ掘削（その1）（案1）
- 図 4.3- 35 施工ステップ4－深部地質構造調査（案1）
- 図 4.3- 36 施工ステップ5－換気立坑最深部到達（案1）
- 図 4.3- 37 施工ステップ6－スパイラル坑道掘削（その1）（案1）
- 図 4.3- 38 施工ステップ7－中間ステージ掘削（その2）（案1）
- 図 4.3- 39 施工ステップ8－スパイラル坑道掘削（その2）（案1）
- 図 4.3- 40 施工ステップ9－最深ステージ掘削（案1）
- 図 4.3- 41 施工ステップ10－主立坑最深部到達（案1）

- 図 4.3- 42 施工ステップ1－換気立坑中間ステージ到達（案2）
- 図 4.3- 43 施工ステップ2－主立坑中間ステージ到達（案2）
- 図 4.3- 44 施工ステップ3－中間ステージ掘削（その1）（案2）
- 図 4.3- 45 施工ステップ4－深部地質構造調査（案2）
- 図 4.3- 46 施工ステップ5－換気立坑最深部到達（案2）
- 図 4.3- 47 施工ステップ6－スパイラル坑道掘削（その1）（案2）
- 図 4.3- 48 施工ステップ7－中間ステージ掘削（その2）（案2）
- 図 4.3- 49 施工ステップ8－スパイラル坑道掘削（その2）（案2）
- 図 4.3- 50 施工ステップ9－最深ステージ掘削（案2）
- 図 4.3- 51 施工ステップ10－主立坑最深部到達（案2）

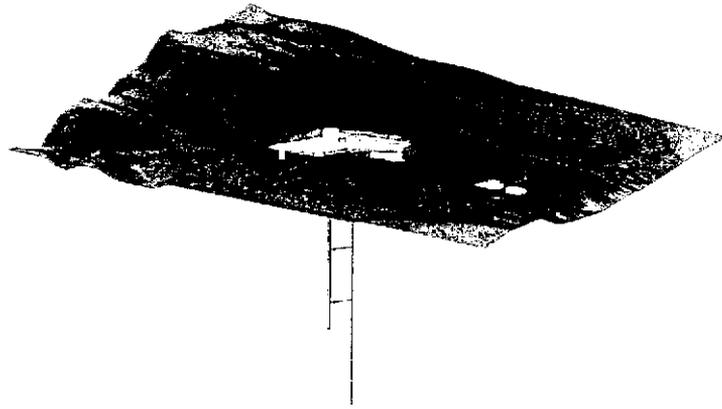


図 4.3- 32 施工ステップ1 換気立坑中間ステージ到達 (案1)

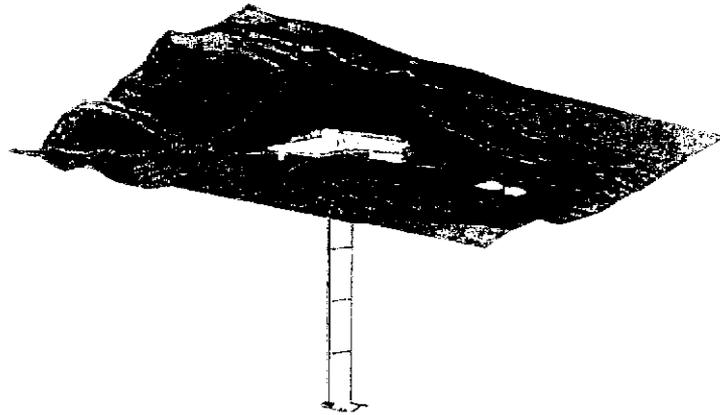


図 4.3- 33 施工ステップ2 主立坑中間ステージ到達 (案1)

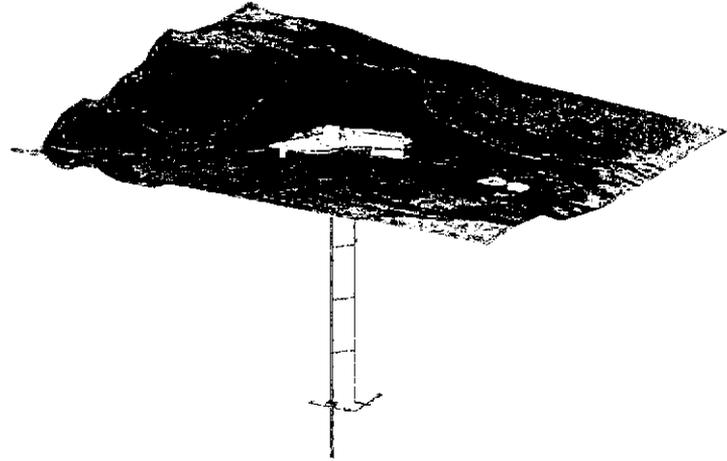


図 4.3- 34 施工ステップ 3 - 中間ステージ掘削 (その 1) (案 1)

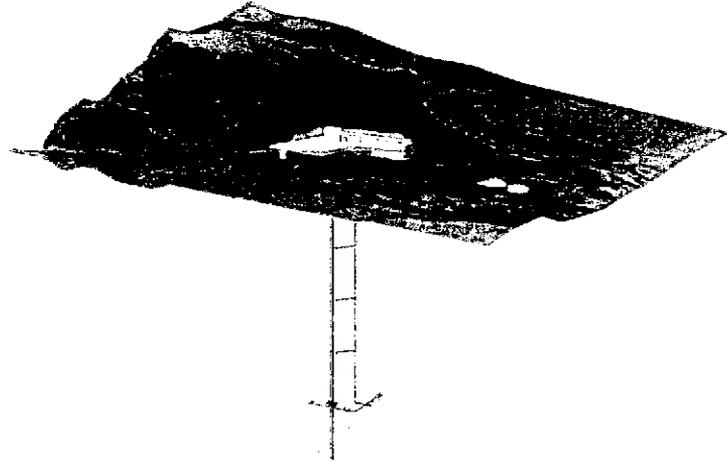


図 4.3- 35 施工ステップ 4 - 深部地質構造調査 (案 1)

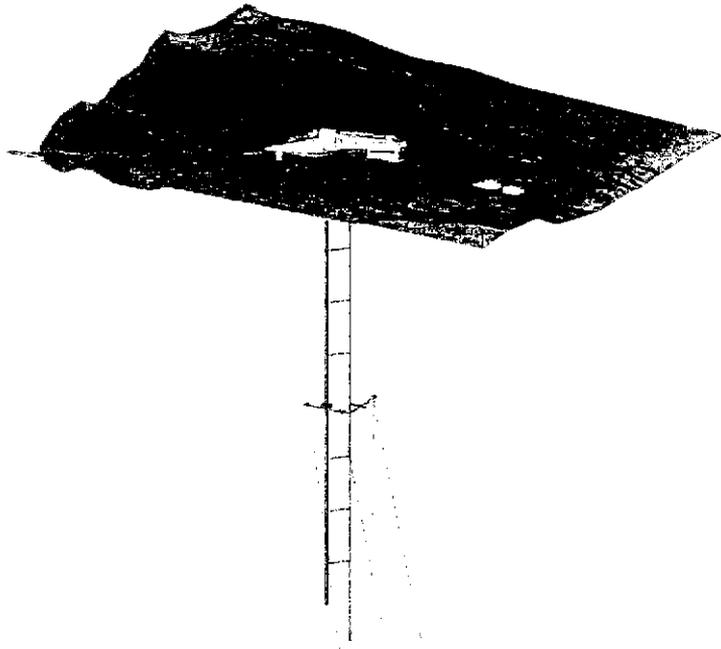


図 4.3- 36 施工ステップ 5 -換気立坑最深部到達 (案 1)

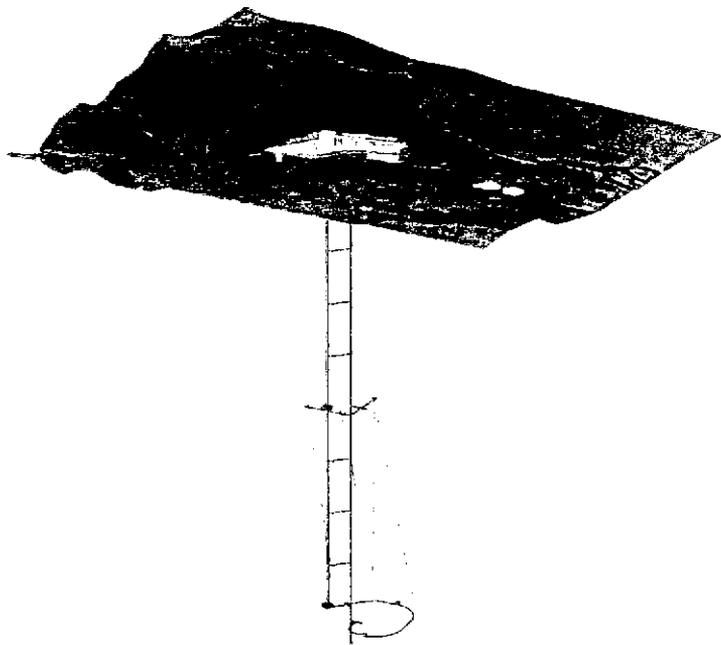


図 4.3- 37 施工ステップ 6 -スパイラル坑道掘削 (その 1) (案 1)

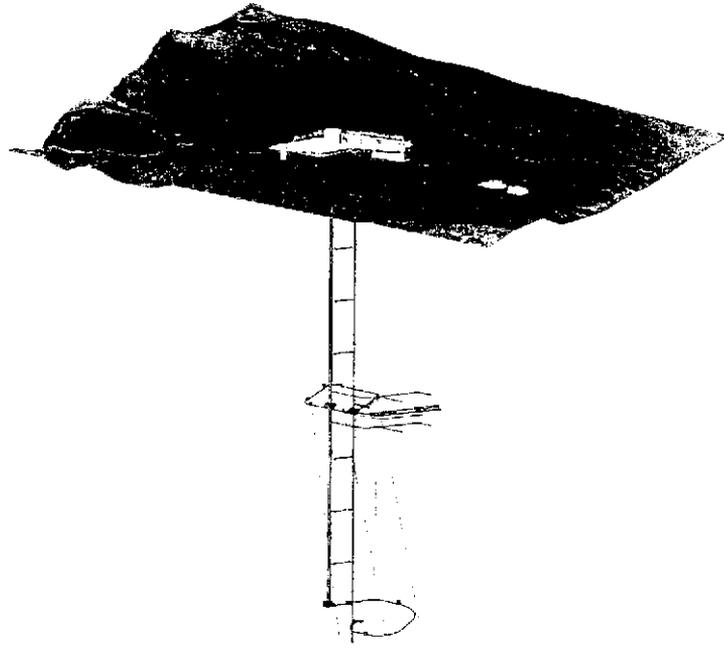


図 4.3- 38 施工ステップ7ー中間ステージ掘削（その2）（案1）

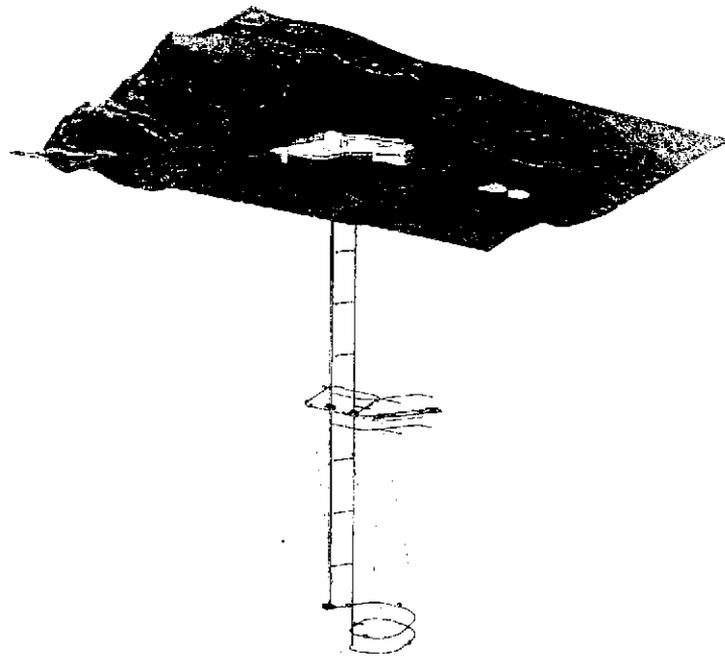


図 4.3- 39 施工ステップ8ースパイラル坑道掘削（その2）（案1）

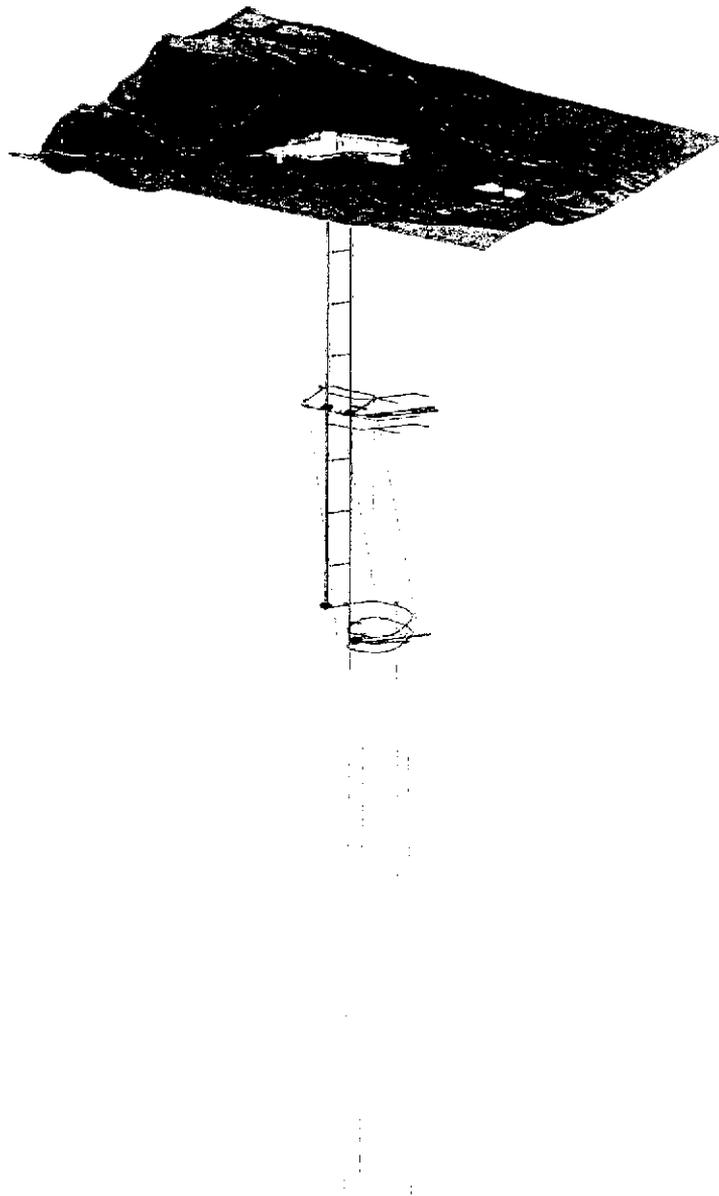


図 4.3-40 施工ステップ9 - 最深ステージ掘削 (案1)

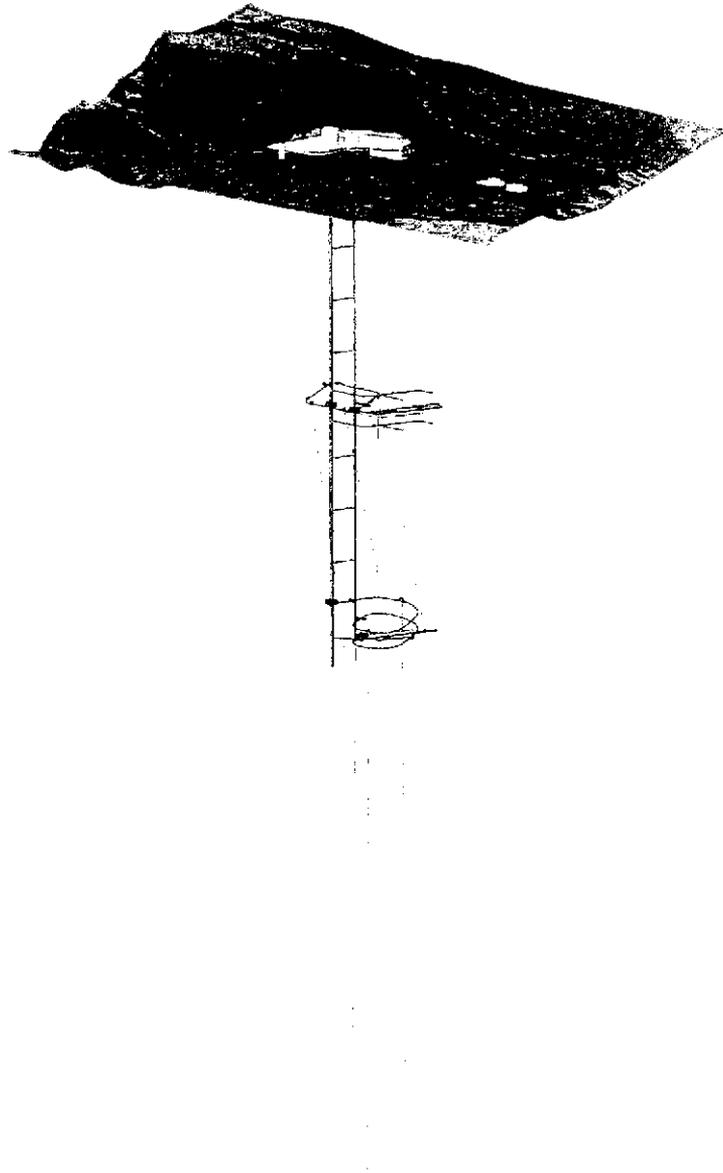


図 4.3- 41 施工ステップ 10 -主立坑最深部到達 (案 1)

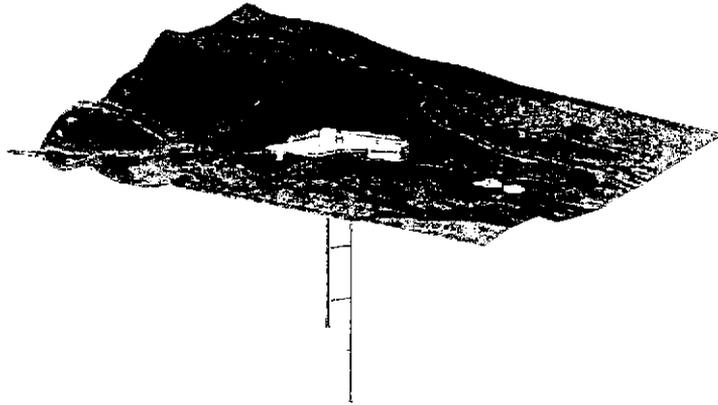


図 4.3- 42 施工ステップ1 -換気立坑中間ステージ到達 (案2)

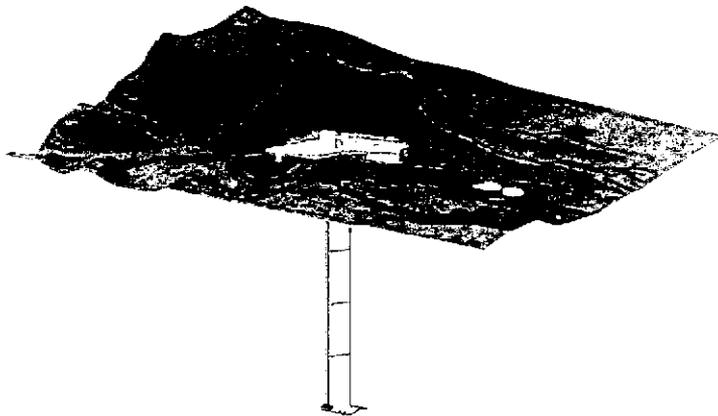


図 4.3- 43 施工ステップ2 -主立坑中間ステージ到達 (案2)

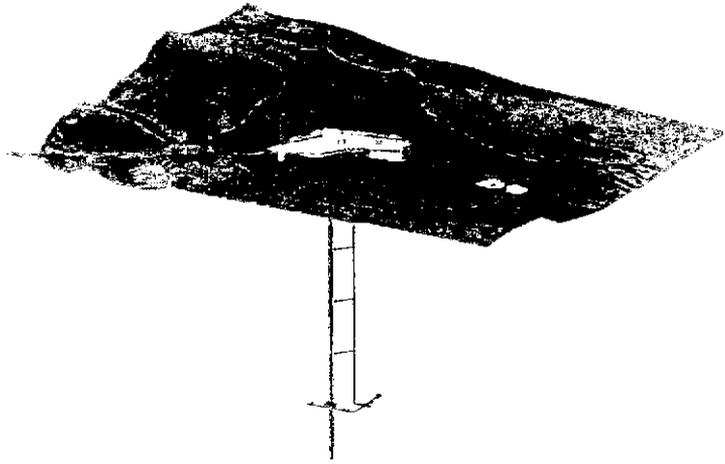


図 4.3- 44 施工ステップ 3 - 中間ステージ掘削 (その 1) (案 2)

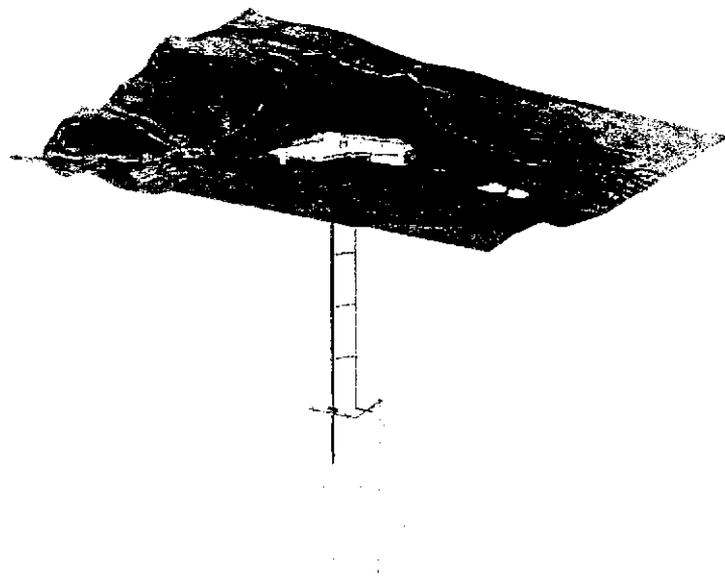


図 4.3- 45 施工ステップ 4 - 深部地質構造調査 (案 2)

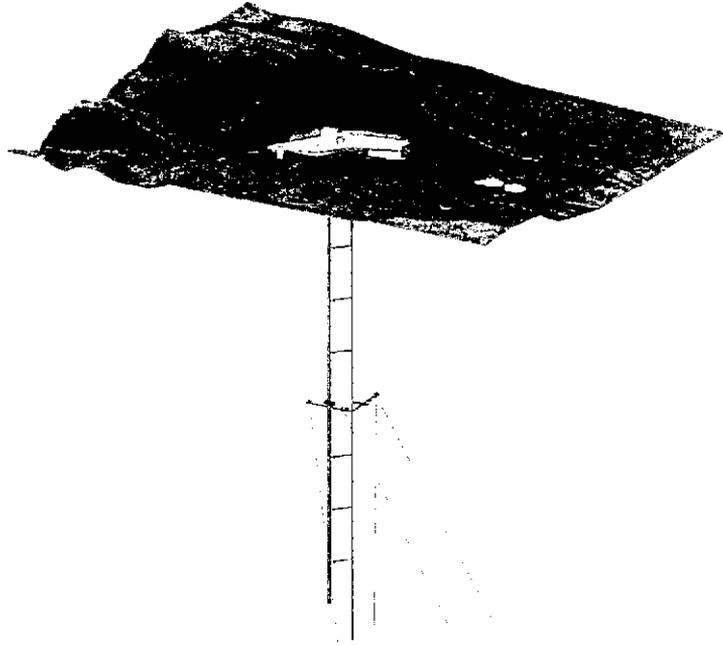


図 4.3-46 施工ステップ5ー換気立坑最深部到達（案2）

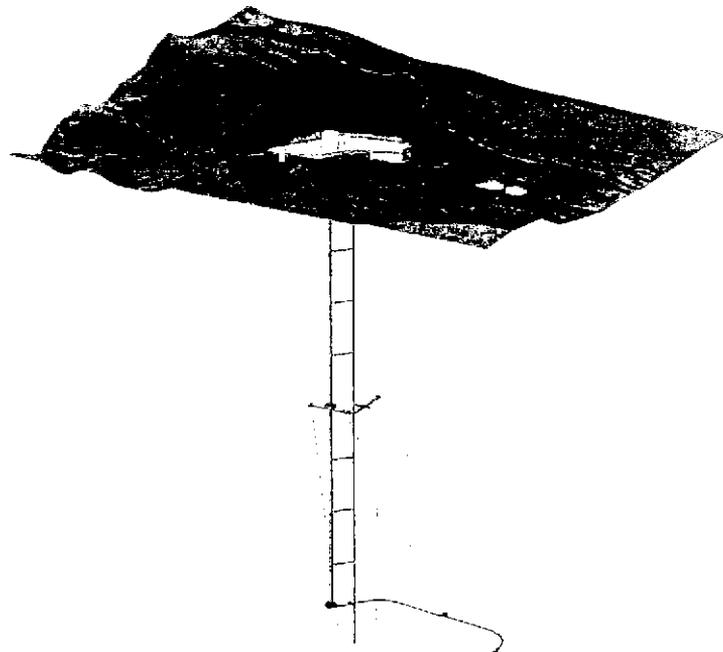


図 4.3-47 施工ステップ6ースパイラル坑道掘削（その1）（案2）

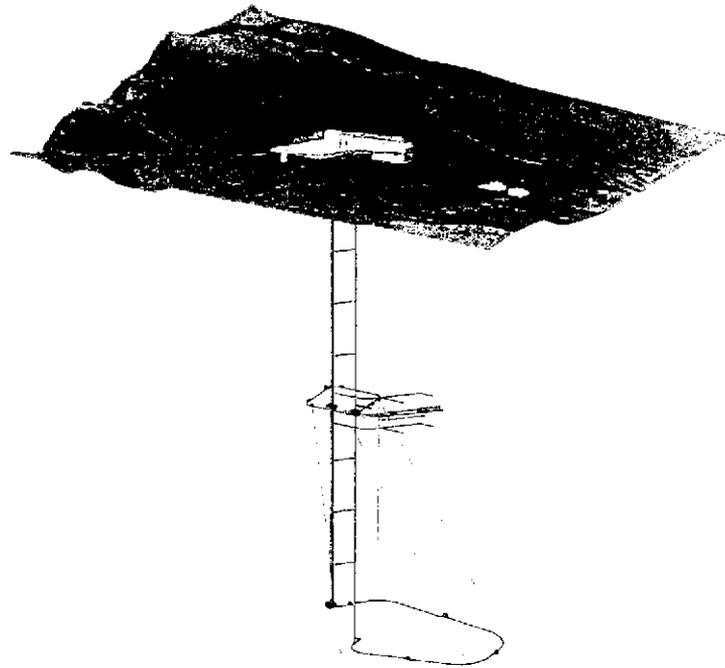


図 4.3- 48 施工ステップ7ー中間ステージ掘削（その2）（案2）

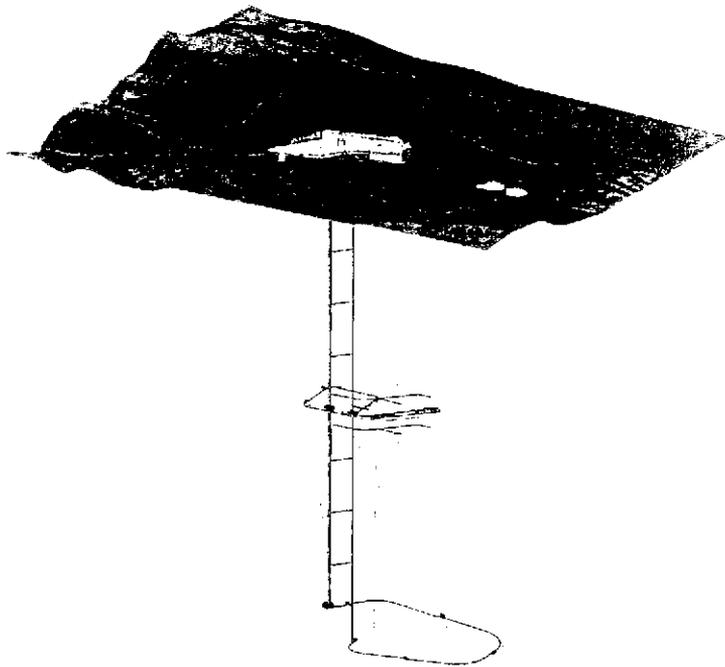


図 4.3- 49 施工ステップ8ースパイラル坑道掘削（その2）（案2）

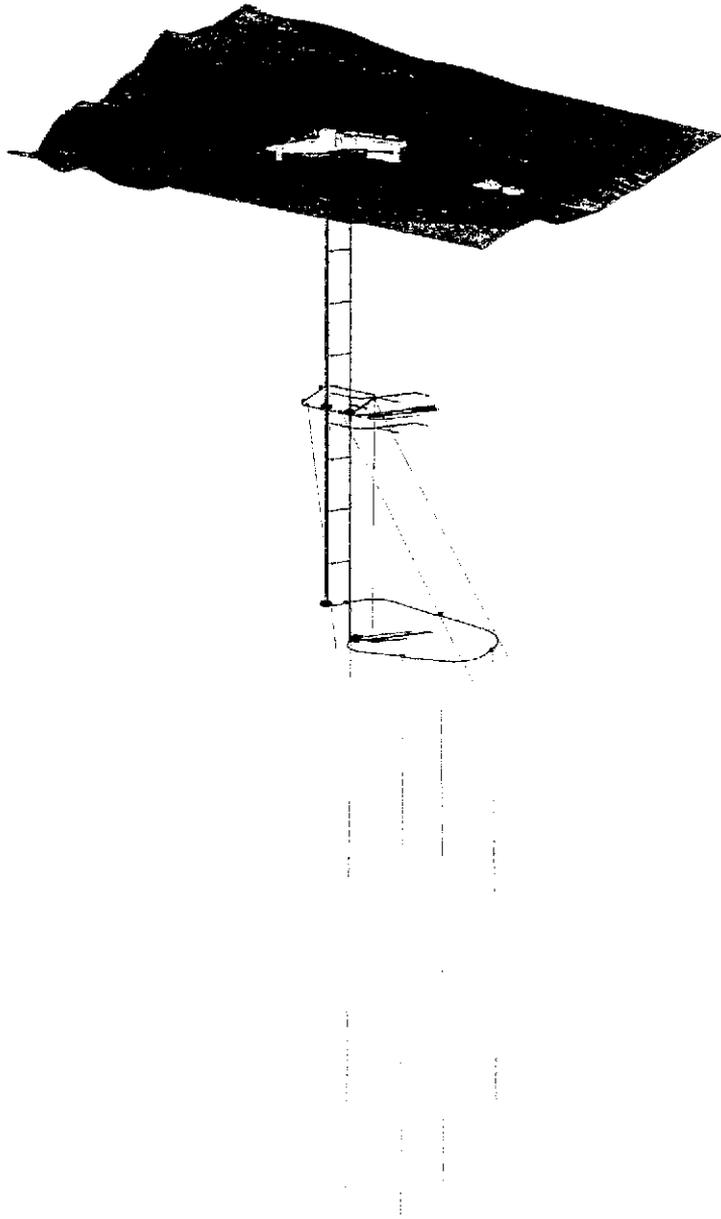


図 4.3- 50 施工ステップ 9 - 最深ステージ掘削 (案 2)

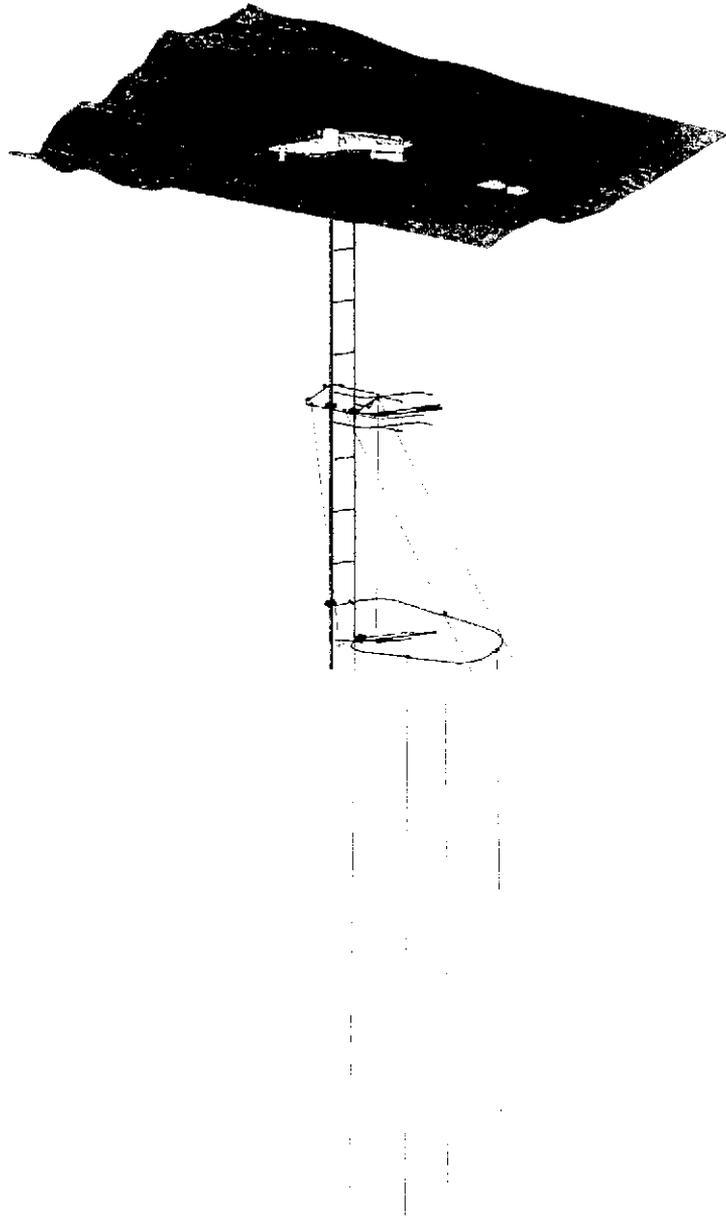


図 4.3- 51 施工ステップ 10ー主立坑最深部到達（案 2）

<参考文献>

- 1) 超深地層研究所地下施設の設計研究 [平成 9 年度] :PNC TJ1449 98-007(1)
- 2) 超深地層研究所地下施設の設計研究 [平成 10 年度] :JNC TJ1400 99-001(1)
- 3) 超深地層研究所研究坑道の設計研究[平成 11 年度]:JNC TJ1400 2000-007(1)
- 4) 山岳トンネルの立坑と斜坑 1994.8 土木学会
- 5) Dynamic changes in hydrogeochemical conditions caused by tunnel excavation at Aspo Hard Rock Laboratory, Sweden 2001
- 6) 正馬様洞用地における試錐調査 (MIU-2 号孔) :JNC TJ7420 99-016
- 7) 地下 1,000mに研究坑道を掘る 東濃地科学センター超深地層研究所計画トンネルと地下 2000.12
- 8) AN-1 号孔及び MIU-1 号孔における力学特性調査結果 松井裕哉, 土木学会第 55 回年次学術講演会 2000.9
- 9) AN-1 号孔及び MIU-1 号孔における力学特性調査結果 JNC TN7420 99-004 1999.4
- 10)MIU-2 号孔における力学特性調査結果及び月吉断層上盤側岩体の岩盤力学的概念モデル JNC TN7420 2000-001 2000.3
- 11)MIU-3 号孔における力学特性調査結果及び正馬様用地における土岐花崗岩体の岩盤力学的概念モデル JNC TN7420 2000-001 2000.3

5. 研究坑道支保の設計に必要となる地質環境データと設計値の設定に用いる解析方法の検討

5.1 検討概要

研究坑道は、大深度地下に建設される研究施設として、これまでに施工実績のない施設となる。したがって、研究坑道の支保の設計においては、既存の地山分類や実績に基づいた設計だけではなく、大深度地下における支保に対する安全性及び最適な設計方法について検討を行う必要がある。

ここでは、研究坑道が建設される大深度地下の地質環境を考慮して、支保の設計に必要となる地質環境データ、及び支保の設計値の設定に用いる解析方法について検討を行った。

(1) 解析方法の調査

既往の公開資料に基づき、類似の大深度地下構造物において坑道の支保を設計する際に必要とされた地質環境データ（解析用のパラメータとそれ以外に設計に用いられたデータ）、および支保の設計値（厚さなどの仕様）の設定に適用された解析方法について、調査、整理を行った。調査、整理にあたっては、地質環境データと解析方法の対応に留意した。

(2) 解析方法の選定及び支保の設定

地表からの調査予測研究段階（第1段階）においてこれまでに取得されている地質環境データに基づき、(1)の調査で得られた解析方法の中から、正馬様用地の地質環境条件に適した解析方法を選定した。また、選定された解析方法と用地の地質環境データを用いて試解析を行い、支保の仕様を設定し、例示した。

(3) 支保設計の妥当性の評価方法に関する検討

現在計画されている研究坑道の建設スケジュールを念頭に、研究坑道の支保設計の妥当性を評価する方法と、そのために必要となる計測項目及び計測方法について、検討を行い、これら評価方法や計測項目、計測方法を明らかにした。この際、研究坑道の建設の進行に伴って、地質環境データや計測によって得られる情報が充実していくことに留意して、評価方法の検討を行った。

検討の全体の流れを図 5.1-1 に示す。なお、図中には、以下の各節で検討した検討上考慮、留意すべき事項をあわせて示した。

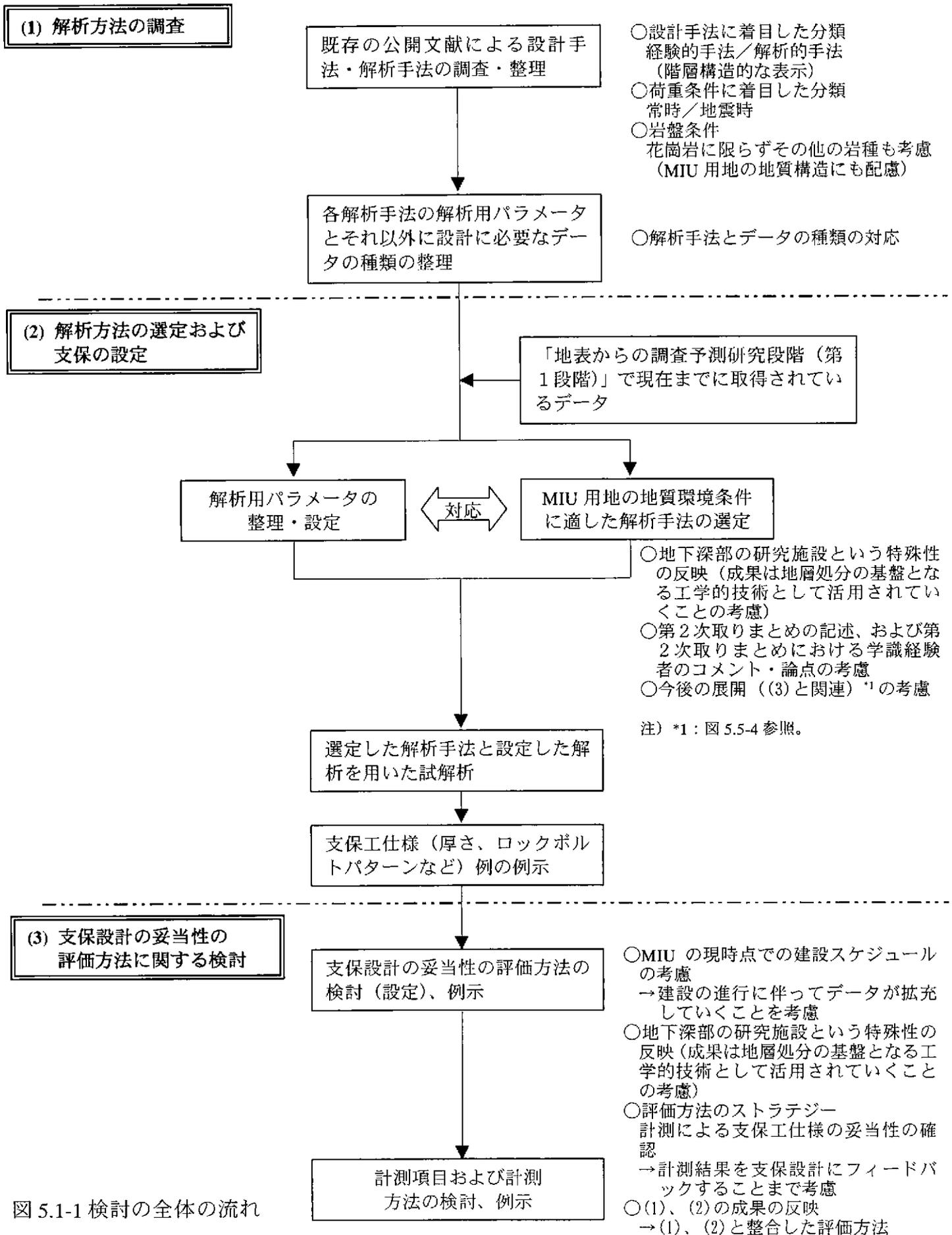


図 5.1-1 検討の全体の流れ

5.2 検討における留意事項

(1) 研究対象としての設計

本超深地層研究所は図 5.2-1 に示す部位で構成される。地下施設は、アクセス坑道である主立坑と換気および人員の運搬にも使用される換気立坑で地上と連絡される。地下施設は、概ね 100m ごとに設けられ、換気立坑と連結される予備ステージと主に第三段階の研究が実施される中間ステージ（中間深度レベル）、最深ステージ（最深深度レベル）で構成される。

これらの施設そのものがこれまでに施工実績のない大深度地下に建設される施設となる。したがって、このような地下施設の設計においても既往の経験や事例は少ないと考えられ、本設計研究においては、大深度地下施設に適用する設計そのものが研究の対象と考えられる。立坑や研究坑道の支保の設計においては、既存の地山分類や実績に基づいた設計だけではなく、大深度地下における支保に対する安全性及び最適な設計方法についても検討を行う。

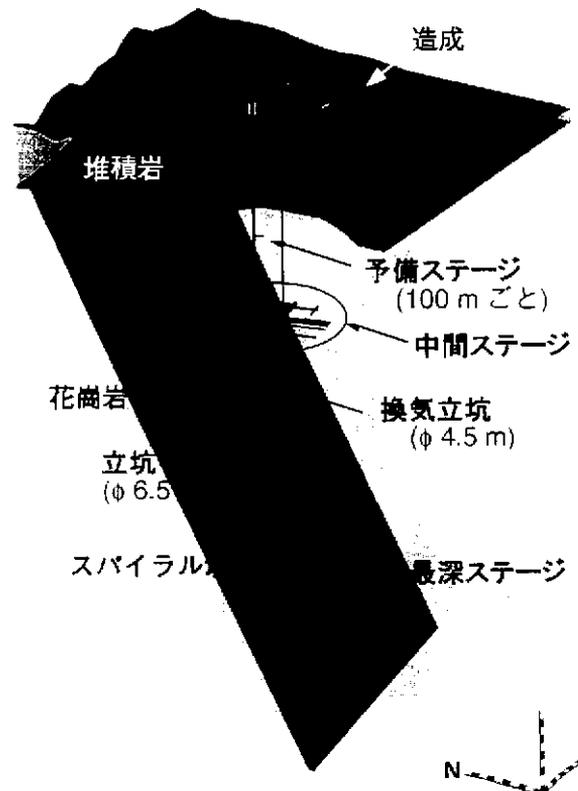


図 5.2-1 超深地層研究所構成部位

(2) 大深度地下施設の設計への要件

本設計は、前述のようにこれまでに実績のない大深度での地下施設の設計・施工であり、また、その施設の目的も、超深地層研究所計画で示されているように、地質環境の総合的な調査技術の確立、深部の地質環境に関する情報の取得、深地層における工学的技術の基礎の開発と従来にないものであることからその設計にも以下に示すような特別な要件の考慮が必要と考えられる。

従来設計と比較して、設計思想、設計体系、施工時の情報のフィードバックの考え方およびそのシステム、個々の設計手法、適用する解析手法、その実証手法などの適切な検討が要求される。また、その施設の性格から、設計・施工およびそれに使用した情報の透明性、追跡性、説明性が要求される。これらの設計研究において考慮すべき要素と要件を図 5.2-2 に示す。

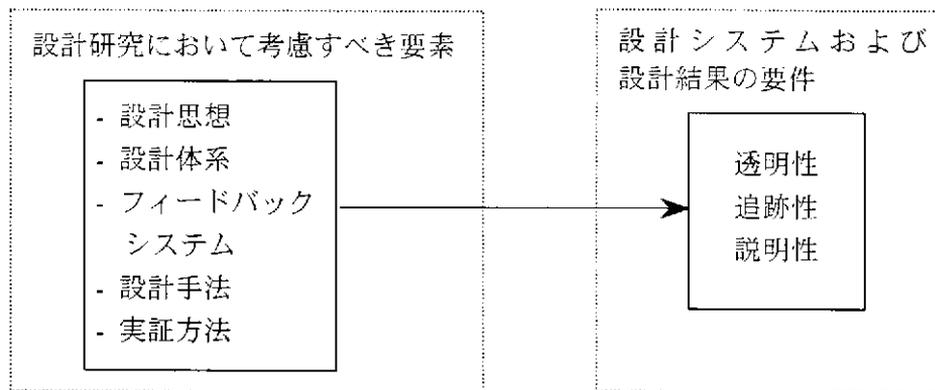


図 5.2-2 設計研究において考慮すべき要素と要件

(3) 設計研究としての成果の反映

本設計研究は、平成8年度から5年間の計画で実施された設計研究の最終年度分にあたり、引き続き着工までに実施される基本設計、詳細設計に資するという位置づけにある。大深度における地下施設の設計研究という観点からは、将来に展開する地層処分の基盤となる工学的技術として活用することとなる。

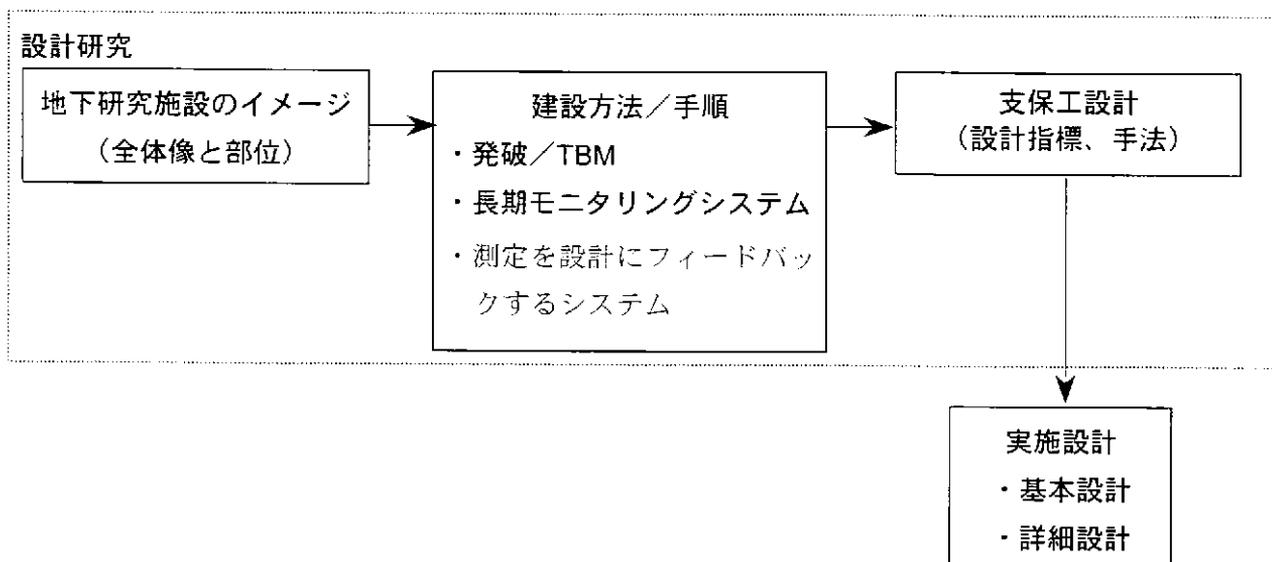


図 5.2-3 設計研究の展開と実施設計への反映

5.3 解析手法の調査

ここでは、既往の公開資料に基づき、類似の大深度地下構造物において坑道の支保を設計する際に必要とされたデータ（解析用のパラメータと、それ以外に設計に用いたデータ）と、支保の設計値（厚さなどの仕様）の設定に適用された解析方法について、調査、整理を行った。調査、整理にあたっては、解析用パラメータと解析方法の対応が明確になるように留意した。

トンネルをはじめ揚水式地下発電所などの岩盤地下空洞の設計手法は、一般に図 5.3-1 のような階層構造で示されている。

経験的な設計手法としては、既存の岩盤分類に基づく、対象とする岩盤の等級に対応した標準支保パターンを用いる方法と、設計条件が類似した施工実績を参考に支保工などの仕様を定める方法がある。

解析的な設計手法は、理論解に基づく方法と、有限要素法などの数値解析による方法に分けられる。後者の手法は、特殊な岩盤条件（たとえば、一軸圧縮強度に比べ大きな地圧が作用するような場合など）や施工実績が少ない大断面のトンネル、地下発電所や石油地下備蓄岩盤タンクなどの大規模な岩盤地下空洞の設計などで適用されている。

a. 経験的な設計手法

- ・ 岩盤分類に基づく標準支保パターンによる設計
- ・ 既往の実績（類似の岩盤条件、断面諸元で適用された支保工の仕様）に基づく設計

b. 解析に基づく設計手法

- ・ 理論解に基づく設計
- ・ 数値解析に基づく設計
 - 有限要素法を用いた解析に基づく設計
弾塑性、クラックテンソル、MBC (Micromechanics-Based Continuum) …
 - 個別要素法を用いた解析に基づく設計
UDEC (Universal Distinct Element Code) …
 - 境界要素法を用いた解析に基づく設計
 - キープロック理論を用いた解析に基づく設計
 - ⋮

図 5.3-1 設計手法に着目した設計手法の分類

研究坑道は、大深度地下に建設される「研究施設」として、これまでに施工実績のない施設となることから、ここでは、上記の設計手法のうち、数値解析に基づく設計に着目し、それぞれの解析手法に必要な解析用のパラメータと、それ以外に設

計に必要となる（用いる）データの種類（たとえば、亀裂の存在を考慮して強度定数を低減させる際に用いるコアの V_p と原位置での v_p など）について調査を行うこととした。対象とする岩盤条件については、花崗岩に限らずその他の岩種についても考慮することとした。

岩盤地下空洞に作用する荷重に着目すると、地圧など常時作用する荷重と地震時に作用する荷重に分けられ、常時、地震時それぞれに応じた解析手法が適用されることになる。トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説（土木学会、1996a）によれば、地震の影響は、トンネルの土被り、地山条件、立地条件、周辺環境等に応じて必要により考慮しなければならないとされている。一方、深部で地山が良好なトンネルについては、断面が特に大きい場合、あるいは構造物としての重要性が特に高い場合を除いて、一般には地震の影響を考慮する必要はない（土木学会、1996a）とされている。

超深地層研究所の設計、建設を通じて、適用された設計手法（計測に基づく逆解析などによる設計変更を含む）の妥当性が確認されれば、そこで得られた設計手法などの成果は地層処分の基盤となる工学的技術として活用されていくことが予想される。このような展開を想定すると、地下深部における岩盤空洞の地震時の力学的安定性についてもあらかじめ考慮しておく必要があると考え、地震時の解析手法についても調査を行うこととした。地震時の解析手法の調査にあたっては、常時の解析手法との「適合性」（たとえば応力の重ね合わせができるかなど）についても考慮することとした。

以上を踏まえ調査した各解析手法の概要を以下に示す。5.3.1 では常時荷重に対する連続体解析、5.3.2 では等価連続体解析、5.3.3 では不連続体解析について概説する。5.3.4 では地震時の解析手法を取り扱い、5.3.5 で解析手法の調査結果のまとめについて記述する。

5.3.1 連続体解析

(1) 弾塑性理論解析（今田、1983）

トンネル掘削時の周辺地山の変位や応力状態は、理想化された条件の下で、理論解を用いて検討することができる。まず、条件として地山が完全弾塑性体、側圧係数 $\lambda=1$ を仮定する。側圧係数 $\lambda=1$ では、同一深度での地山の鉛直および水平応力は等しくなり、静水圧的応力状態となる。完全弾塑性体は、図 5.3-2、5.3-3 のように、降伏後のひずみ軟化を考慮しない単純なモデルとなる。

トンネルの断面を円形とし、弾性範囲内の地山応力は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta} &= P \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - p_i \frac{a^2}{r^2} \\ \sigma_r &= P \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + p_i \frac{a^2}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

p_i は支保内圧である。
掘削面上では、 $r=a$ において、

$$\sigma_{\theta} = 2P - p_i \quad (5.2)$$

となり、 $p_i=0$ とおくと掘削面には初期地圧の2倍の応力が発生する。円形トンネル周辺の応力分布は図 5.3-4 のようになる。

変位については、平面ひずみ状態と考え、半無限弾性体内の円孔周辺の変位が次のように与えられる。

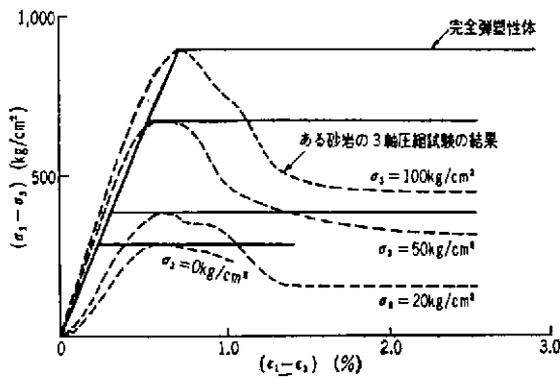


図 5.3-2 完全弾塑性体の応力～ひずみ関係

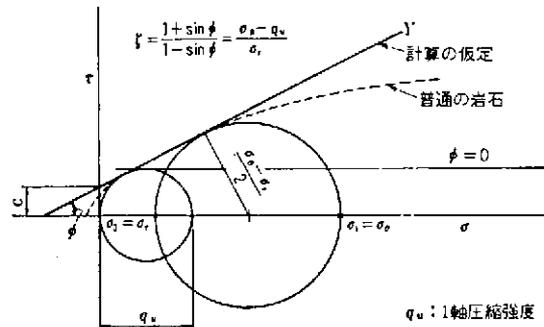


図 5.3-3 モール・クーロンの降伏条件

$$u = \frac{1+\nu}{E} \left[\left\{ (1-2\nu)r + \frac{a^2}{r} \right\} P - \frac{a^2}{r} p_i \right] \quad (5.3)$$

ここで、トンネル掘削前の変位 u_i は、

$$u_i = \frac{1+\nu}{E} (1-2\nu)r \cdot P \quad (5.4)$$

であり、これを差し引くとトンネル掘削時の変位 u_t は、次のようになる。

$$u_t = \frac{1+\nu}{E} \frac{a^2}{r} (P - p_i) \quad (5.5)$$

掘削面における変位は、

$$u_{t,a} = \frac{1+\nu}{E} a (P - p_i) \quad (5.6)$$

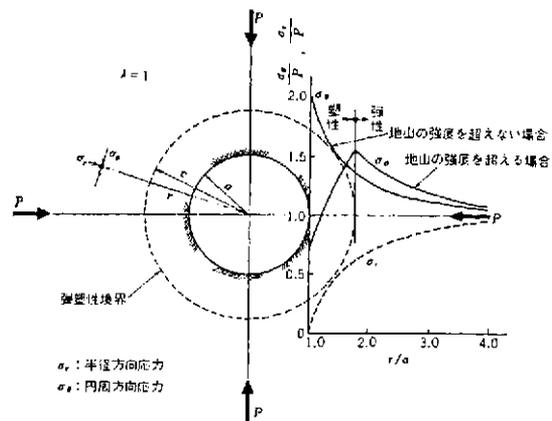


図 5.3-4 円形トンネル周辺の応力分布

図 5.3-3 より、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、および一軸圧縮強度 q_u のとき、モール円が Y に接する条件は次のようになる。

$$P = \frac{\sigma_y}{2} \quad (5.7)$$

塑性領域でのトンネル周辺の応力状態は次のようになる。
 $\phi > 0$ のとき、

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_r = \left(p_i + \frac{q_u}{\xi - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\xi - 1} - \frac{q_u}{\xi - 1} \\ \sigma_\theta = \xi \left(p_i + \frac{q_u}{\xi - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\xi - 1} - \frac{q_u}{\xi - 1} \end{array} \right\} a \leq r \leq C \quad (\text{塑性領域}) \quad (5.8)$$

$$C = a \left\{ \frac{2}{\xi + 1} \frac{q_u + P(\xi - 1)}{q_u + p_i(\xi - 1)} \right\}^{\frac{\xi}{\xi - 1}} \quad (5.9)$$

弾性域では、

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_r = P \left(1 - \frac{C^2}{r^2} \right) + \sigma_{rc} \frac{C^2}{r^2} \\ \sigma_\theta = P \left(1 + \frac{C^2}{r^2} \right) - \sigma_{rc} \frac{C^2}{r^2} \end{array} \right\} a \leq r \quad (5.10)$$

ただし、 σ_{rc} は、
 $\phi > 0$ のとき、

$$\sigma_{rc} = \frac{1}{1 + \xi} (2P - q_u) \quad (5.12)$$

以上より、地山強度比、内部摩擦角と弾塑性境界までの距離の関係は、図 5.3-5 のようになる。

Egger は、塑性領域が生じる円形トンネルの変形について理論解を示している。
 $\phi > 0$ の地山における掘削面での変位は以下のようになる。

$$u_a = \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{q_u}{\xi - 1} a \left[\left(\frac{1 + \alpha\xi}{\xi + \alpha} - \frac{\nu}{1 - \nu} \right) \cdot \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\xi - 1) + 1 \right\} - \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \right] + C_0 a^{-\alpha} \quad (5.14)$$

ただし、

$$C_0 = u_c C^\alpha - \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{q_u}{\xi - 1} C^{\alpha + 1} \left[\left(\frac{1 + \alpha\xi}{\xi + \alpha} - \frac{\nu}{1 - \nu} \right) \cdot \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\xi - 1) + 1 \right\} \left(\frac{C}{a} \right)^{\xi - 1} - \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \right] \quad (5.15)$$

u_c は弾塑性境界での変位であり、式(5.9)と(5.3)より求められる。また、 α は塑性領域で半径方向および円周方向のひずみを関連付ける係数で、体積変化が無い場合は $\alpha=1$ である。地山強度比と掘削面の変位の関係は図 5.3-6 のようになる。ここでは、 $\alpha=1$ 、 $q_0/E=0.005$ 、 $\nu=0.45$ と仮定している。この計算例では、掘削面の変位が地山強度比の低下に従って急激に大きくなっている。

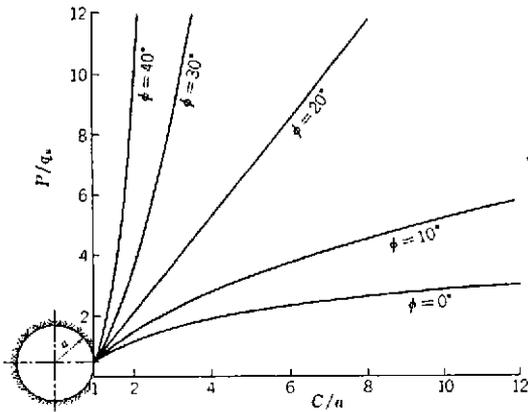


図 5.3-5 地山強度比と弾塑性境界までの距離

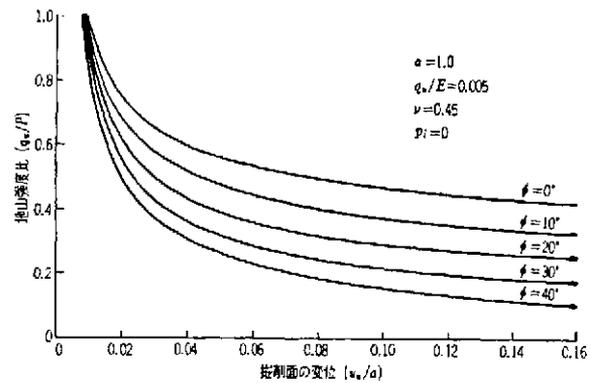


図 5.3-6 地山強度比と掘削面の変位の関係

(2) 弾塑性解析（ドラッカー・プラガー式）（土木学会構造工学委員会、1989）

FEM などにより、岩盤を連続体として弾塑性条件で解析する場合には、地盤材料は摩擦性材料でせん断により破壊が生じると考えられるので、破壊基準としてはモール・クーロン式やドラッカー・プラガー式がよく用いられている。

モール・クーロン式が中間主応力を考慮していないのに対し、ドラッカー・プラガー式は、すべての主応力の影響を考慮している点に特徴がある。ドラッカー・プラガー式は、せん断応力 τ および平均直応力 σ で定義される。

$$\begin{aligned} \tau &= \sqrt{J_2} \\ \sigma &= \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \end{aligned} \tag{5.16}$$

ここで、 J_2 は偏差応力の第二不変量であり、次式のようなになる。

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2] + \sigma_{12}^2 \tag{5.17}$$

降伏基準は、図 5.3-7 のように (σ, τ) 平面で示され、破壊包絡線 A-B は次のようになる。

$$f^s = \tau + q_\phi \sigma - k_\phi \tag{5.18}$$

また、B-C は引張りの降伏関数で、次式のようになる。

$$f^t = \sigma - \sigma^t \quad (5.19)$$

σ_t は引張り強度であり、 q_ϕ と k_ϕ は次のように表される。

$$\begin{aligned} q_\phi &= \frac{6}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \sin \phi \\ k_\phi &= \frac{6}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} c \cos \phi \end{aligned} \quad (5.20)$$

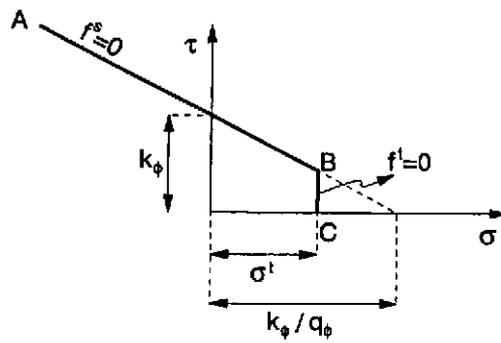


図 5.3-7 ドラッカー・プラガーの破壊規準

(3) 破壊包絡線接近度法（電中研式 D_{\min} 法）（電力土木技術協会、1986）

D_{\min} 法は、地下発電所等で多くの適用実施がある破壊包絡線接近度法の一つであり、FEM で実施する非線形弾性解析である。非線形弾性解析の場合、破壊包絡線の接近度に応じて変形係数が低下し、掘削時に岩盤が見かけ上ゆるむ挙動を考慮することが可能である。以下に D_{\min} 法の主要パラメータについて整理する。

① 緩み係数 R

$$R = \frac{k \cdot d_{\min}}{T - \sigma_m} \quad (5.21)$$

- ここに、
 R : 緩み係数
 k : 弾性限界パラメータ
 d_{\min} : 破壊包絡線までの最低距離
 T : 引張強度
 σ_m : 平均主応力

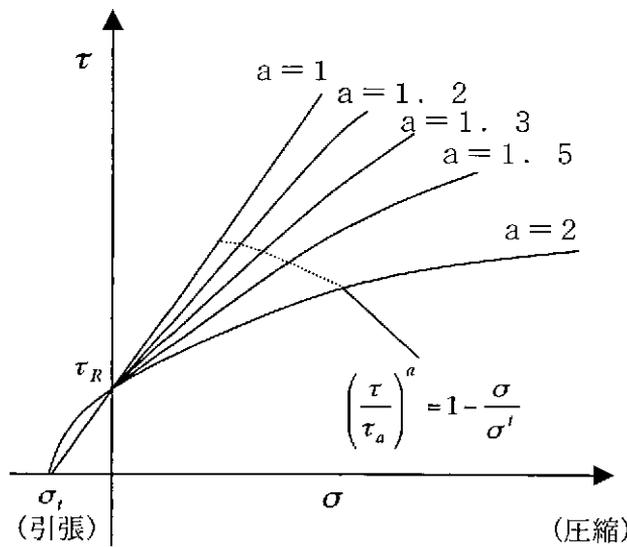


図 5.3-8 破壊規準の概念

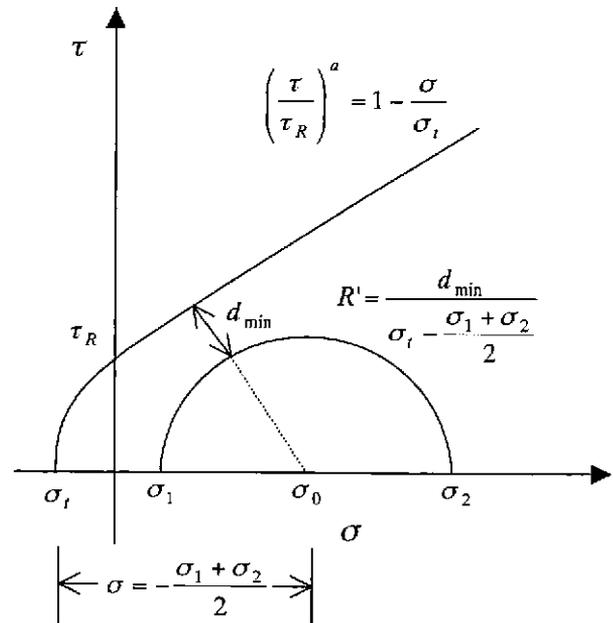


図 5.3-9 弾性限界パラメータと非線形指数

② 変形係数 D

$$\begin{cases} R > 1.0 \text{ のとき} & D = D_0 \\ 0.0 < R \leq 1.0 \text{ のとき} & D = D_0 \cdot \frac{R^{\beta_1}}{r_1 + \alpha_1 R} \\ R \leq 0.0 \text{ のとき} & D = f_{dest} \cdot D_0 \end{cases} \quad (5.22)$$

ここに、
 α_1, β_1, r_1 : 定数
 f_{dest} : 破壊時の変形係数の低下率
 R : 緩み係数

③ ポアソン比 ν

$$\begin{cases} R > 1.0 \text{ のとき} & \nu = \nu_0 \\ 0.0 < R \leq 1.0 \text{ のとき} & \nu = \nu_{dest} \cdot \frac{R^{\beta_2}}{r_2 + \alpha_2 R} (\nu_{dest} - \nu_0) \\ R \leq 0.0 \text{ のとき} & \nu = \nu_{dest} \end{cases} \quad (5.23)$$

ここに、
 α_2, β_2, r_2 : 定数
 ν_{dest} : 破壊時のポアソン比
 R : 緩み係数

通常の解析では、 $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$, $\beta_1 = 1/a$, $\beta_2 = 1/2a$, $\gamma_1 = \gamma_2 = 1.0$ とすると、(a は非線形指数)、 $0.0 \leq R \leq 1.0$ の範囲で変形係数 D とポアソン比 ν は次式のように変換される。

$$\begin{aligned} 0.0 \leq R \leq 1.0 \text{ のとき} \quad D &= D_0 \cdot R^{1/2} \\ \nu &= \nu_{dest} \cdot R^{1/2a} (\nu_{dest} - \nu_0) \end{aligned} \quad (5.24)$$

主応力の変化に伴う変形係数 D やポアソン比 ν は、上式のように R によって変化する。 $1.0 < R$ の場合は弾性領域であり、 D 及び ν は一定値をとるが、 $0.0 \leq R \leq 1.0$ の領域では R の減少に伴い D 、 ν は変化し、 $R \leq 0$ で破壊する。

④ k と a の決定

弾性限界パラメータ k と非線形指数 a は初期弾性係数 D_0 の増大とともに大きくなる傾向がある。既存の三軸試験結果に基づくと、初期弾性係数 D_0 と弾性限界パラメータ k 、非線形指数 a の対応関係を表 5.3-1 のようになる。

表 5.3-1 限界パラメータと非線形指数

初期弾性係数 D_0 (MP a)	弾性限界パラメータ k	非線形指数 a
$10 \leq D_0 < 100$	2.0	1.0
$100 \leq D_0 < 1,000$	4.0	2.0
$1,000 \leq D_0 < 10,000$	6.0	3.0
$10,000 \leq D_0$	10.0	4.0

地下発電所の事前設計段階で、空洞形状の違いによるゆるみ領域への影響を解析した事例（電力土木技術協会、1986）を以下に示す。この事例では、図 5.3-10 のような卵形の空洞ときのこ形の空洞を比較している。解析の入力値は、表 5.3-2 に示す値を用いている。解析結果から空洞形状の違いによるゆるみ領域の分布を示したものが、図 5.3-11 である。両者のゆるみ域は、特に側壁部に著しい相違が認められる。この理由として、きのこ形の場合、アーチ両サイドの切欠き部に応力集中があり、これが岩盤変位やゆるみに影響し、ベンチ掘削段階にも順次ゆるみ域が広がると考察している。

表 5.3-2 解析入力値

初期地圧 (空洞上部)	水平応力成分 σ_{x0}	(kgf/cm ²)	-70	
	鉛直応力成分 σ_{y0}		-100	
	せん断応力成分 τ_{xy0}		0	
	最大圧縮応力 σ_2		-100	
	最小圧縮応力 σ_1		-70	
	σ_{x0}/σ_{y0}		0.7	
	鉛直よりの傾き θ (°) (反時計)		0	
岩盤の力学的性質	変形係数 D_0 (10 ⁴ kgf/cm ²)		10	
	ポアソン比 ν_0		0.28	
	クリープ係数	α		1.0
		β (1/日)		0.02
	破壊の包絡線	せん断強度 τ_r (kgf/cm ²)		10
		σ_t/τ_r		0.14
		a		2
		k		1.63
		単位体積重量 (gf/cm ³)		2.6
	掘工	掘削ステップ数 p		6
掘削日数 t (日)			500	
	要素数 (四辺形)		418 435	

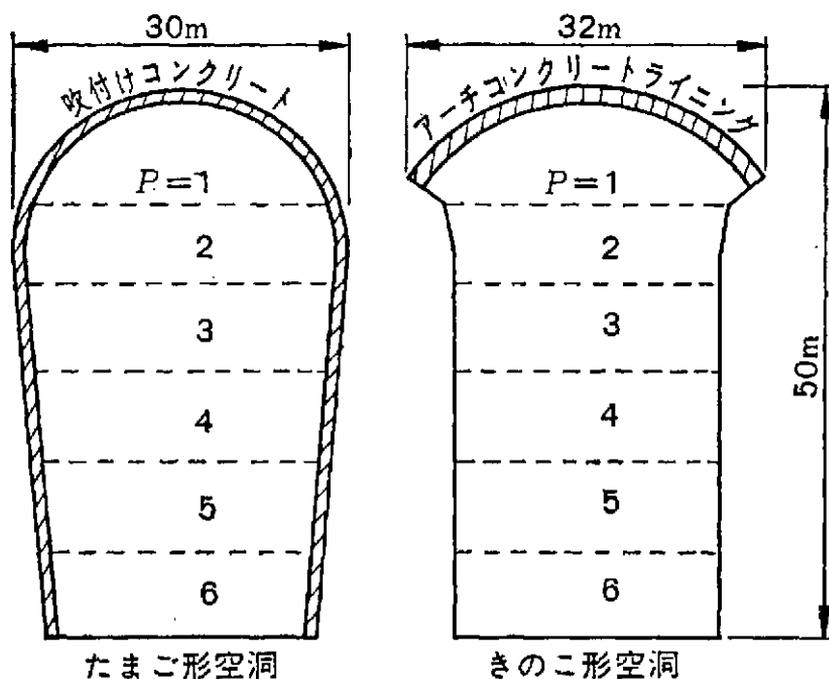


図 5.3-10 比較する地下発電所空洞の形状

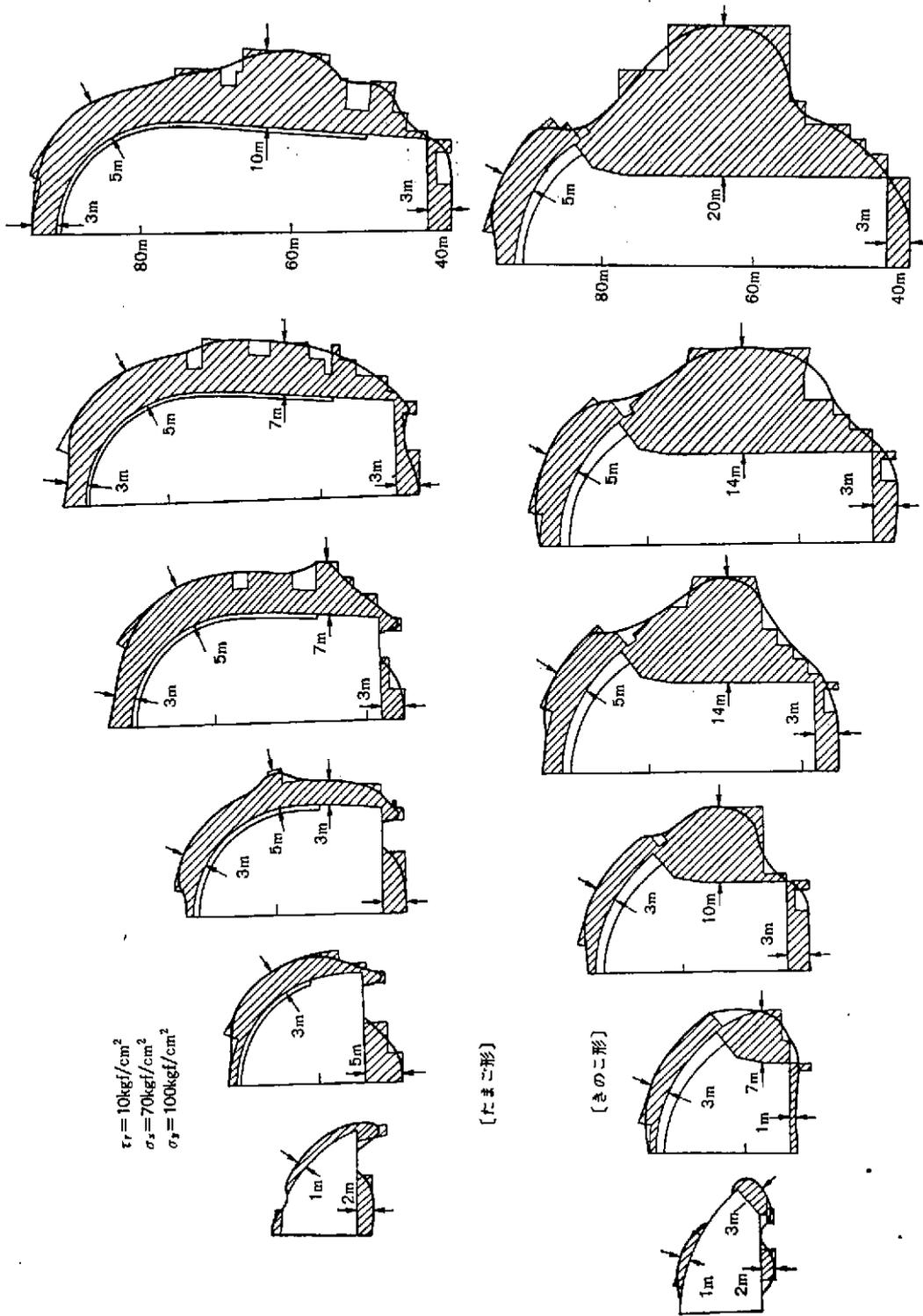


図 5.3-11 塑性域の比較

(4) ひずみ軟化解析 (谷本、1984)

図 5.3-2 にも示したように、実際の地山の応力-ひずみ関係が、最大応力後にひずみの増加に伴い低下するひずみ軟化現象を示す場合がある。通常あまり行われないが、特に掘削面近傍での地山のひずみ軟化を考慮した解析の試みも可能である。ただし、ひずみ軟化挙動を把握するためには、剛性一軸試験あるいは、高圧三軸試験などにより応力-ひずみ曲線を調べる必要がある。

谷本 (1984) は、図 5.3-12 のような三重管モデルによりひずみ軟化を考慮し、第三紀泥岩の応力-ひずみ関係を図 5.3-13 のように示している。

また、谷本 (1984) は数値解析により、地山強度比が著しく低い場合について、モール・クーロン式による完全弾塑性モデルとひずみ軟化モデルの塑性域の相違を示している。解析結果事例を示したものが図 5.3-14 である。完全弾塑性モデルとひずみ軟化モデルでは、塑性域の幅に大きな違いがあることが示されている。谷本は、このような結果を利用して、膨張性泥岩などのように、地山強度比が著しく低い地山での支保の効果などはひずみ軟化モデルを用いる必要があることを指摘している。

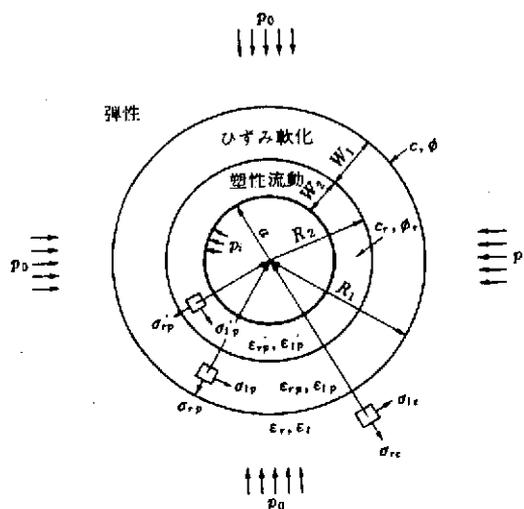


図 5.3-12 円形トンネルのひずみ軟化モデル

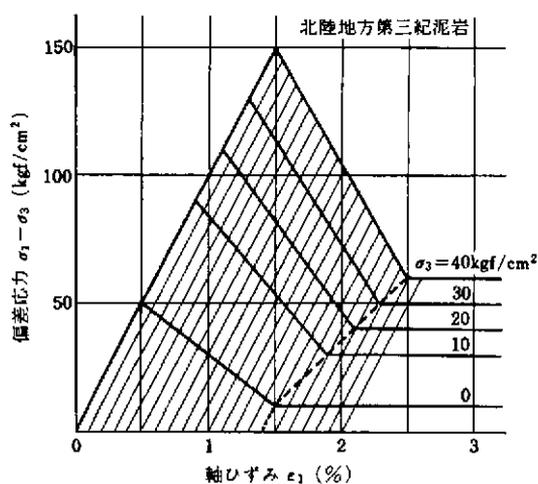


図 5.3-13 第三紀泥岩の応力-ひずみ関係

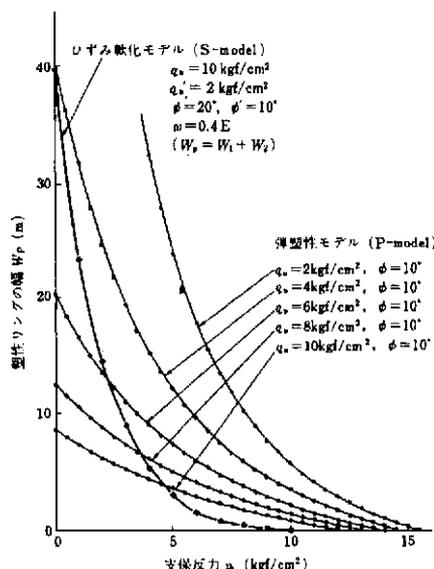


図 5.3-14 完全弾塑性モデルとひずみ軟化モデルによる塑性域の幅と支保反力の関係

(5) 有限差分法 (FDM) (Itasca Consulting Group, 2000)

有限差分法は、微分方程式を差分近似して節点における方程式を解く方法である。ここでは、有限差分法のひとつとして P. Cudall が開発した FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) を選定した。

FLAC は、連続体の挙動を解析するための時間差分法であり、2次元および3次元の解析コードがある。本解析法は、モデルの幾何学形状・性質に対し、与えられた特定の境界条件・初期条件のもとで、動的な力の釣合いを表す微分方程式を陽的に時間差分法で解くようになっている。また、ひずみ速度、変位速度などの運動学的変数を含み、節点座標を時々刻々変更することで大ひずみにも対応するため、大変形問題を取り扱うこともできる。

解析で取り扱う対象は、FEM 同様の弾性体や弾塑性体の応力-変形挙動のほか、浸透流およびその連成解析が可能である。また、支保工等のモデル化に関してもほぼ FEM と同様である。ロックボルトやケーブルボルトについては、ケーブル要素が用意されており、材料自体の降伏・破断および定着材の剛性やすべりが考慮できる。このほか、3次元版には鋼管先受け工などに用いるパイル要素があり、ケーブル要素と同様に材料自体の降伏・破断および定着材の剛性やすべりが考慮できる。また、断層などの不連続面に対してはインターフェイス要素を利用することができる。インターフェイス要素は、ジョイント要素同様に、平面要素またはソリッド要素が不連続に接する状況をモデル化することができ、断層など不連続面の圧縮特性、せん断変形や摩擦特性を考慮することができる。

FLAC3D を用いた山岳トンネルを対象とした解析事例 (吉岡ほか、1999) を図 5.3-15 に示す。この事例では、切羽の自立が困難な地山における切羽ボルトの補強効果を調べようとしたものである。切羽ボルトはケーブル要素でモデル化し、材料の力学特性と引抜き試験に基づいた定着特性を入力値として解析を実施している。解析の結果として、切羽ボルトが鏡の押し出しを抑制することが図 5.3-16 のように示される。

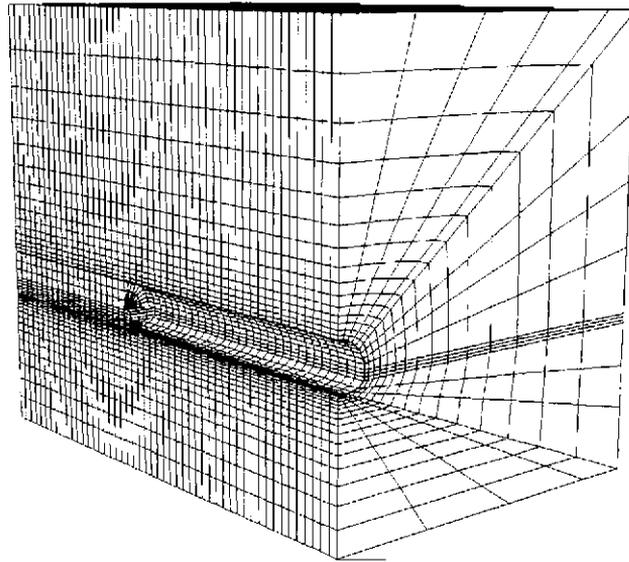


図 5.3-15 解析メッシュ (FLAC3D)

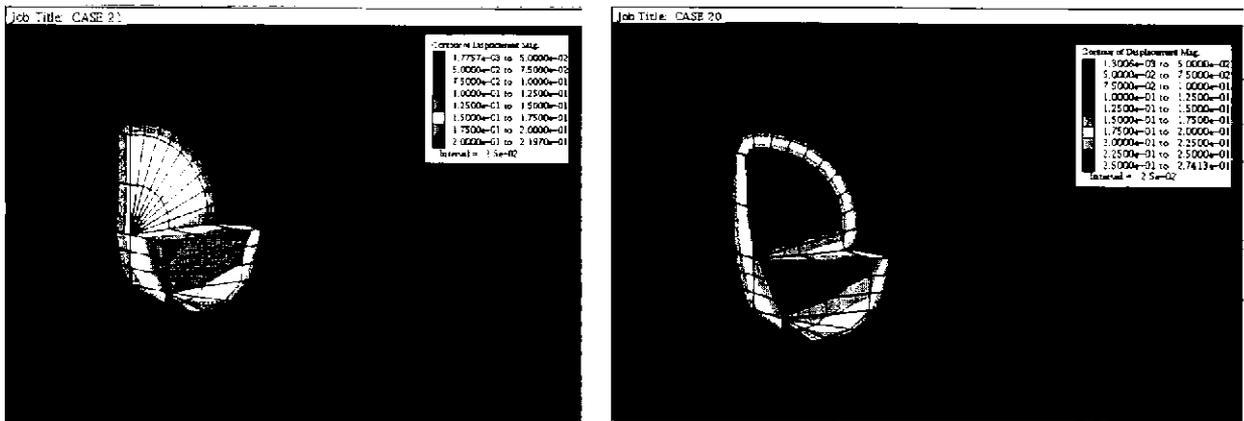


図 5.3-16 鏡面の押出し変位コンター (左:鏡ボルトあり、右:鏡ボルトなし)

5.3.2 等価連続体解析

(1) クラックテンソル理論

クラックテンソル理論は、小田 (Oda, 1982) により提案された等価連続体モデルであり、岩盤内に含まれる不連続面の幾何学特性を偶数階のテンソルで表すものである。クラックテンソルにより、亀裂を含む岩盤は等価な異方弾性体として表され、弾性コンプライアンスを与えるだけでなく、等価な異方透水性を持つ弾性多孔質媒体の支配方程式も表現し得る特徴がある。

クラックテンソルは、岩盤内に想定したスキャンラインと交差する亀裂の幾何学性を、その方向、大きさ、密度、および開口幅に関する確率密度関数を用いて、一般性の高い無次元テンソルで記述する目的で提案された。

3次元空間において亀裂を直径 r の等価な面積を持つ円盤としてモデル化する。まず、方向については傾斜方位 θ と傾斜 ϕ の不連続面の単位法線ベクトル

$$n^{(k)} = (n_1^{(k)}, n_2^{(k)}, n_3^{(k)}) = (\sin \theta^{(k)} \sin \phi^{(k)}, \cos \theta^{(k)} \sin \phi^{(k)}, -\cos \phi^{(k)}) \quad (5.29)$$

の積として2階および4階は、右手系で基準座標系を考え、 x_1 をE方向、 x_2 をN方向、 x_3 を鉛直上向きにとり、傾斜方向 θ および傾斜 ϕ によりつぎのように表される。

$$N_{ij} = \begin{pmatrix} \langle n_1^2 \rangle & \langle n_1 n_2 \rangle & \langle n_1 n_3 \rangle \\ & \langle n_2^2 \rangle & \langle n_2 n_3 \rangle \\ \text{symm.} & & \langle n_3^2 \rangle \end{pmatrix} \quad (5.30)$$

$$N_{ijkl} = \begin{pmatrix} \langle n_1^4 \rangle & \langle n_1^2 n_2^2 \rangle & \langle n_1^2 n_3^2 \rangle & \langle n_1^3 n_2 \rangle & \langle n_1^2 n_2 n_3 \rangle & \langle n_1^3 n_3 \rangle \\ & \langle n_2^4 \rangle & \langle n_2^2 n_3^2 \rangle & \langle n_1 n_2^3 \rangle & \langle n_2^3 n_3 \rangle & \langle n_1 n_2^2 n_3 \rangle \\ & & \langle n_3^4 \rangle & \langle n_1 n_2 n_3^2 \rangle & \langle n_2 n_3^3 \rangle & \langle n_1 n_3^3 \rangle \\ & & & \langle n_1^3 n_2^2 \rangle & \langle n_1 n_2^2 n_3 \rangle & \langle n_1^2 n_2 n_3 \rangle \\ \text{symm.} & & & & \langle n_2^2 n_3^2 \rangle & \langle n_1 n_2 n_3^2 \rangle \\ & & & & & \langle n_1^2 n_3^2 \rangle \end{pmatrix} \quad (5.31)$$

連続性に関しては、不連続面と等価な面積の円盤直径 r の m 次モーメント、間隙幅 t の n 次モーメント、密度 ρ により、一般式として次のように表される。

$$F_{ijk\dots l} = \frac{\pi\rho}{4} \int_{\Omega} \int_0^{t_n} \int_0^{r_n} r^m t^n n_i \otimes n_j \otimes n_k \otimes \dots \otimes n_l E(n, r, t) dt dr d\Omega \quad (5.32)$$

2階および4階のテンソルは、次のように表される。

$$F_{ij} = \frac{\pi}{4} \int_0^\infty \int_\Omega r^3 n_i n_j E(n) f(r) d\Omega dr \quad (5.33)$$

$$F_{ijkl} = \frac{\pi}{4} \int_0^\infty \int_\Omega r^3 n_i n_j n_k n_l E(n) f(r) d\Omega dr \quad (5.34)$$

さらに、3次元のクラックテンソルは測定可能な量により次のように表すことができる。

$$F_{ij} = \frac{3\pi}{8} \frac{\langle \ell^2 \rangle}{\langle \ell \rangle} \frac{N(q)}{h \langle n \cdot q \rangle} N_{ij} \quad (5.35)$$

$$F_{ijkl} = \frac{3\pi}{8} \frac{\langle \ell^2 \rangle}{\langle \ell \rangle} \frac{N(q)}{h \langle n \cdot q \rangle} N_{ijkl} \quad (5.36)$$

階数の違いは、細部にわたる亀裂の幾何学性を示しており、小田（1987）は2次元の亀裂パターンを用いて、図 5.3-17 のように説明している。すなわち、この図のような不連続面構造において、モデルA、B、Cは4階のクラックテンソルでは区別されるが、2階のクラックテンソルでは区別されないことが例示されている。変形特性の異方性を表す場合には、4階までのテンソルが必要となる（Oda, 1984）。

モデル名	クラックパターン	F_{ij}	F_{ijkl}
A		$\begin{pmatrix} F_{11} & F_{12} \\ F_{21} & F_{22} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.5 & 0 \\ 0 & 0.5 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} F_{1111} & F_{1122} & F_{1112} \\ F_{1122} & F_{2222} & F_{2212} \\ F_{1112} & F_{2212} & F_{1212} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.5 & 0 & 0 \\ 0 & 0.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$
B		$\begin{pmatrix} 0.5 & 0 \\ 0 & 0.5 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0.25 & 0.25 & 0 \\ 0.25 & 0.25 & 0 \\ 0 & 0 & 0.25 \end{pmatrix}$
C		$\begin{pmatrix} 0.5 & 0 \\ 0 & 0.5 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0.375 & 0.125 & 0 \\ 0.375 & 0 & 0 \\ 0 & 0.125 & 0 \end{pmatrix}$
D		$\begin{pmatrix} 0.488 & -0.09 \\ -0.09 & 0.512 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0.378 & 0.109 & -0.036 \\ 0.403 & -0.066 & 0 \\ 0 & 0.109 & 0 \end{pmatrix}$
E		$\begin{pmatrix} 0.5 & 0 \\ 0 & 0.5 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0.375 & 0.125 & 0 \\ 0.375 & 0 & 0 \\ 0 & 0.125 & 0 \end{pmatrix}$ 理想化された等方性

図 5.3-17 クラックを含む2次元モデル

解析事例としてトンネル交差部の変形挙動解析 (Oda et al.,1993) を紹介する。第三紀の安山岩地山において、アクセストンネルより分岐してトンネルが掘削された。解析メッシュを図 5.3-18 に示す。現地で得た不連続面の情報は、図 5.3-19 のように示されており、これらの結果よりクラックテンソルを決定した。この事例では、岩石の変形係数とポアソン比を孔内载荷試験より求め、亀裂の垂直剛性を岩石の弾性係数の $2/3$ と推定した。さらに、亀裂の垂直およびせん断剛性の比 R を 1 および 10 として解析を実施し、現場での計測結果と図 5.3-20 のように比較している。図 5.3-20 では、A-A'断面については、 $R=10$ とすることでコンバージェンスをおおよそ再現しているが、B-B'断面については考慮し得なかった破碎帯の影響で計測および解析値に差異が生じたものと推定している。

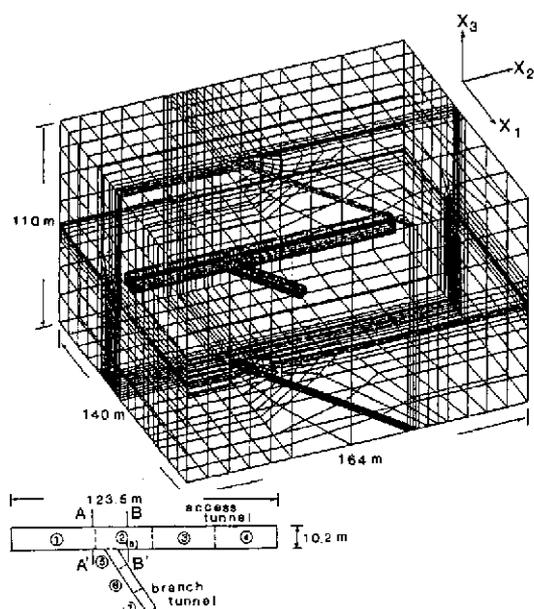


図 5.3-18 解析メッシュ

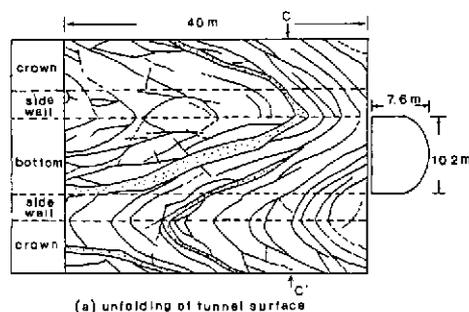
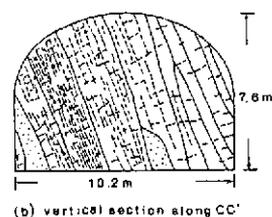


図 5.3-19 亀裂調査結果

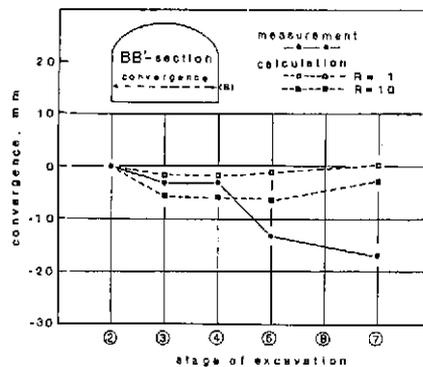
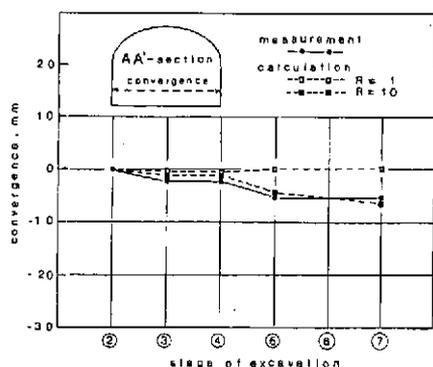


図 5.3-20 コンバージェンス計測および解析結果の比較

つぎに、石油備蓄空洞での変形挙動解析 (羽出山・大津, 2000) の事例について

述べる。この事例では現場の調査で得た亀裂分布をクラックテンソルで定量化し、石油備蓄本体空洞の湧水量や内空変位との関係を調べている。

亀裂調査結果は、図 5.3-21 のように得られていた。観察結果より、方向・大きさ・開口幅の情報が得られればクラックテンソルを用いて等価な透水係数を算出できるが、開口幅の情報が不足していたことから、ここでは岩盤内の亀裂による空隙量を統計的に表すクラックテンソルの第 1 不変量 $F_0 = (\pi \rho / 4) \langle r^3 \rangle$ を利用した。Oda et al. (1987) は、数値実験結果から F_0 値が 7 以上の材料は透水性に影響を及ぼすような亀裂の連続性が良いと判断している。現場での湧水個所と F_0 値が 7 以上の領域を対比したものが図 5.3-22 である。湧水個所と F_0 値が 7 以上の領域は半数程度が良い一致を示しており、特に湧水が顕著であった個所ゾーン 1~3、およびゾーン 6 は F_0 値が 7 以上となっている。しかしながら、 F_0 の評価には、開口幅や充填物の有無の情報が関与していないため、 F_0 値が 7 以下でも湧水が認められたものと考えている。

つぎに、 F_0 と地下備蓄本体空洞の平均内空変位の相関が図 5.3-23 のように得られた。平均内空変位は、空洞の測線 H3 および H4 での内空変位の平均値である。この図によると、 F_0 と平均内空変位の間には高い相関関係が認められることがわかる。

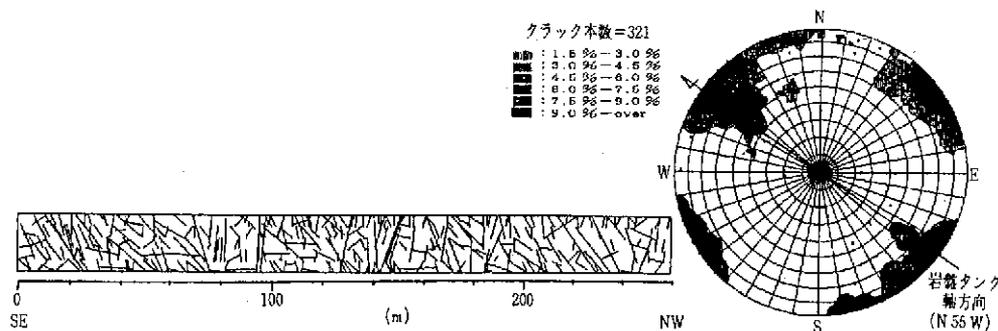


図 5.3-21 亀裂調査結果

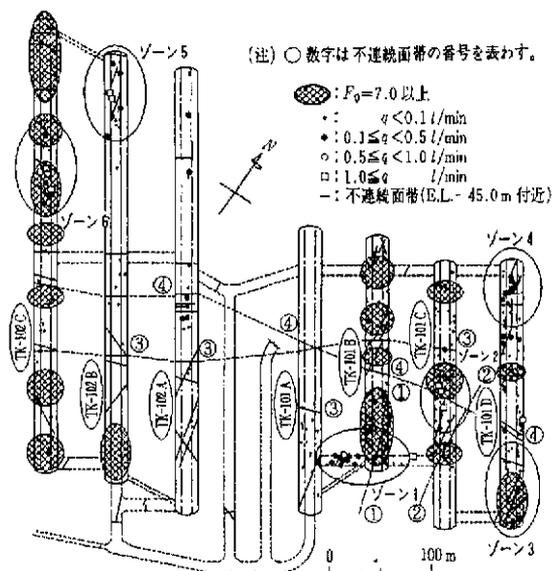


図 5.3-22 湧水個所と $F_0 \geq 7$ の領域の対比

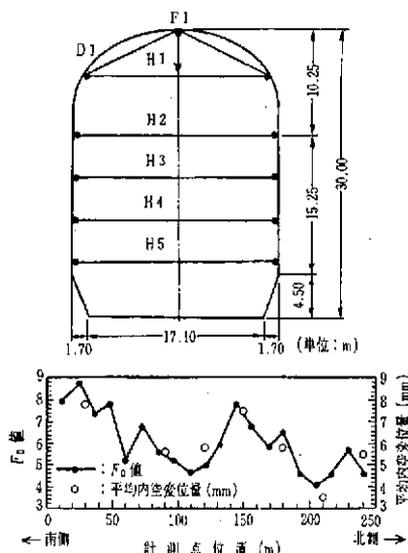


図 5.3-23 平均内空変位と F_0 値の関係

(2) MBC 解析 (吉田・堀井、1996)

吉田・堀井は、岩盤内の亀裂の存在を考慮して連続体を構築する手段としてマイクロメカニクスに基づく連続体理論を提案した。この理論は、材料の巨視的挙動の支配的メカニズムは、マイクロクラックや不均一介在物のような微視構造要素の存在、あるいはその発生・成長であるという見地に立って、微視的造要素を含む材料の力学挙動をとらえようとするものである。定式化に当たっては、個々の微視構造要素をモデル化しその挙動に基づいて代表要素内において平均化操作を行うことにより、等価な連続体として巨視的な平均応力とひずみの関係が求まる。平均応力とひずみの関係は、内在する亀裂の寸法、平均間隔、および方向分布に依存し、材料が異方的な挙動を呈する。

不連続面の多い岩盤内に空洞が掘削される場合には、亀裂の開口やせん断すべりが岩盤挙動の支配的メカニズムと考えられる。掘削後の空洞周辺の岩盤は、依然として圧縮場にあるが、亀裂のせん断に伴う開口挙動がある。そこで、MBC では圧縮応力下で亀裂が開口するメカニズムとして亀裂の起伏度なるパラメータを導入している。

地下発電所に関する解析事例より開口亀裂の分布を図 5.3-24 に示す。

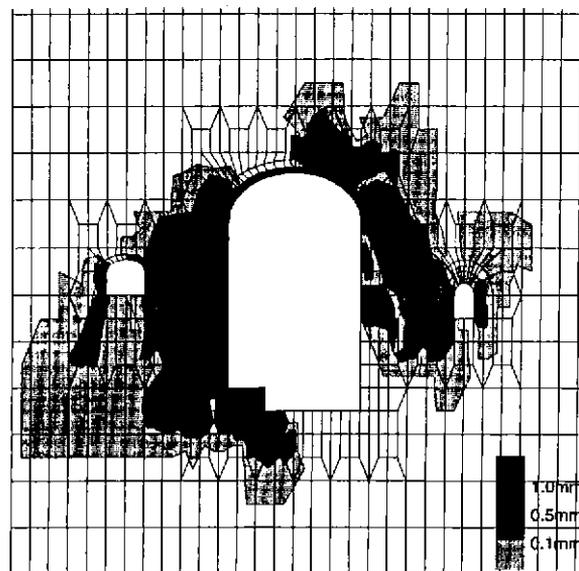


図 5.3-24 空洞周辺の開口亀裂の分布

5.3.3 不連続体解析 (Itasca Consulting Group, 1996)

(1) 個別要素法 (DEM)

不連続面の分布や力学特性を考慮して、岩盤挙動を解析する方法に DEM が挙げられる。DEM は、岩盤を不連続面で区切られるブロックの集合体として取り扱う不連続体解析の一手法であり、解析結果として空洞周辺の不連続面の開口やせん断変位などの挙動が得られる。したがって、地下空洞の掘削によって不連続面の挙動が卓越するような場合には、DEM 解析による予測が有効と考えられる。従来 DEM は、剛体ブロックの挙動を解析するように開発され、斜面における岩塊の挙動のように土被りの小さい条件に適用されてきたが、後にブロックの弾性変形を考慮できるように改良され、土被りの大きな空洞の解析にも適用されるようになっている。

DEM の地下空洞への適用例としては、NGI(ノルウェー地盤工学研究所)の Barton (バートン) et al. (1991) による地下アイスホッケー場の事例があげられる。Barton et al. は、岩盤の調査・試験結果を踏まえて、不連続面の力学特性を評価する Barton-Bandis (バートン-バンディス) モデルを適用し、DEM 解析により地下アイスホッケー場空洞の事前設計に活用した。

DEM の国内での適用事例として、第二東名高速道路清水第三トンネルでの取り組み (城間・伊藤、2000) が挙げられる。この現場では、TBM 導坑やボーリングコアから得られた亀裂情報を活用して、本坑拡張掘削時の地山の挙動を解析している。亀裂面のステレオダイアグラムを図 5.3-25 に示す。これら亀裂の方向分布に関する情報や亀裂頻度、さらには露頭で観察される亀裂長などから亀裂分布を図 5.3-26 のようにモデル化している。また、亀裂面の室内せん断試験等の結果に基づいて、Barton-Bandis モデルにより亀裂の力学特性を評価している。

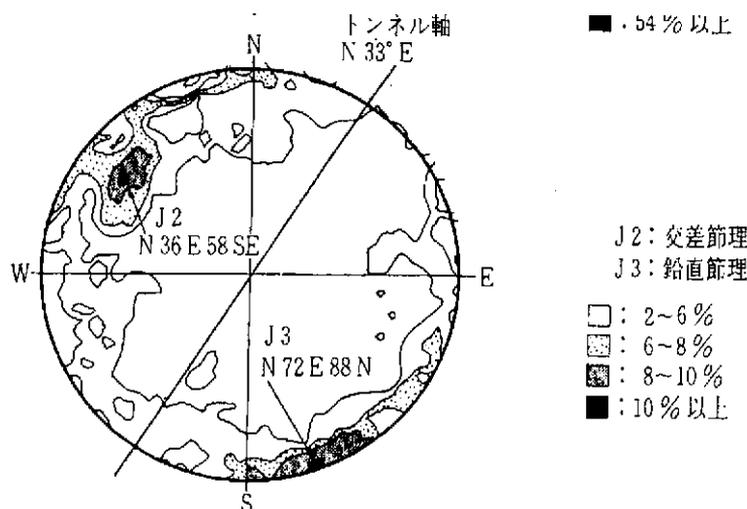


図 5.3-25 亀裂面のステレオダイアグラム

解析結果の一例を表 5.3-3 および図 5.3-27 に示す。解析結果は、計測結果に近い

値となっていることがわかる。

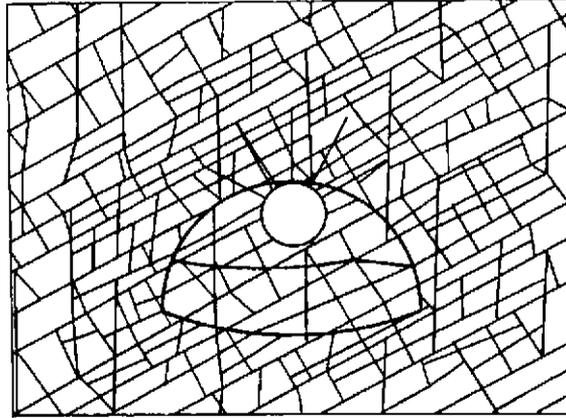


図 5.3-26 亀裂分布に基づく DEM の解析モデル

表 5.3-3 計測および解析結果の比較

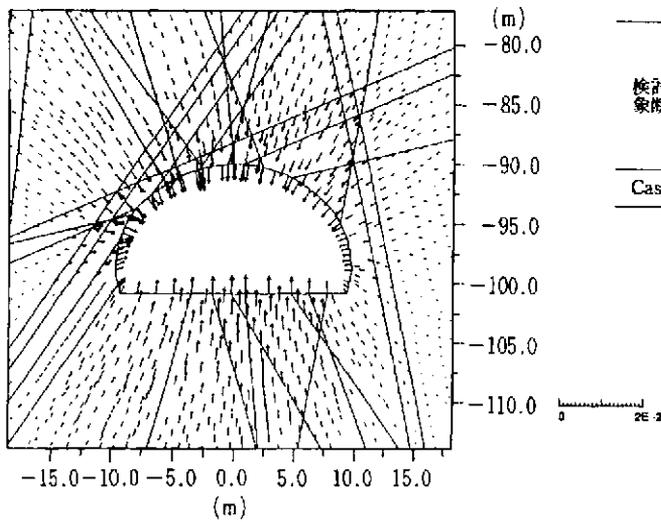


図 5.3-27 DEM 解析結果

検討対象断面	下半掘削終了時					
	計測値			DEM 解析値		
	F2 (左肩) (mm)	F1 (天端) (mm)	F3 (右肩) (mm)	F2 (左肩) (mm)	F1 (天端) (mm)	F3 (右肩) (mm)
Case 4	-2.0	-4.0	-2.4	-3.8	-4.2	-3.4

変位(-)方向：沈下

(2) キーブロック理論 (Goodman and Shi, 1989)

3次元空間内における亀裂面の走向・傾斜・交差の関係から、トンネルの掘削面や岩盤斜面で形成される有限領域を岩塊と認識する。この岩塊が重力作用下で抜け落ちたり滑動することに対する安全性を、不連続面の摩擦抵抗を考慮して判定する。トンネルや地下空洞においては、施工中に局所的な岩塊の崩落が問題になる場合があり、キーブロック解析を利用した情報化施工により、岩塊崩落などの対策が行われるようになってきている。

地下発電所空洞でのキーブロック適用事例(手塚ほか、2000)を示す。キーブロックの抽出例が図 5.3-28 である。この結果から、増し吹付けコンクリート、追加ロックボルト、および追加 PS 工などの対策がとられた。次にトンネルにおけるキーブロック抽出事例(鈴木ほか、2000)を図 5.3-29 に示す。

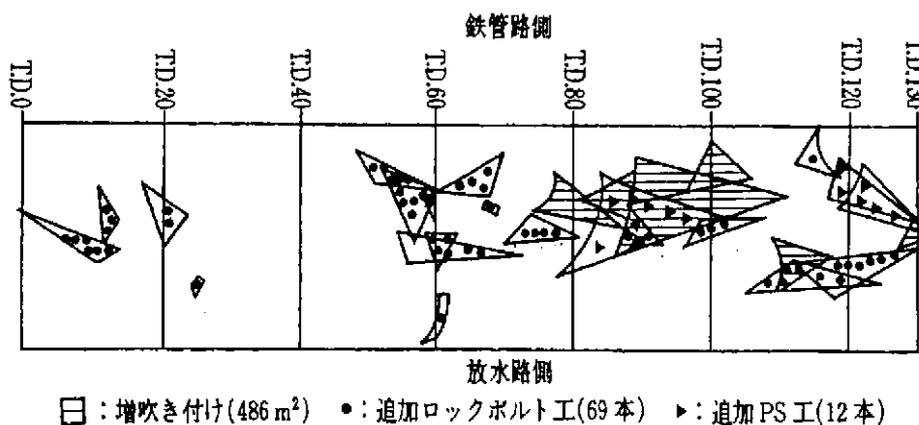


図 5.3-28 地下発電空洞におけるキーブロックの抽出例

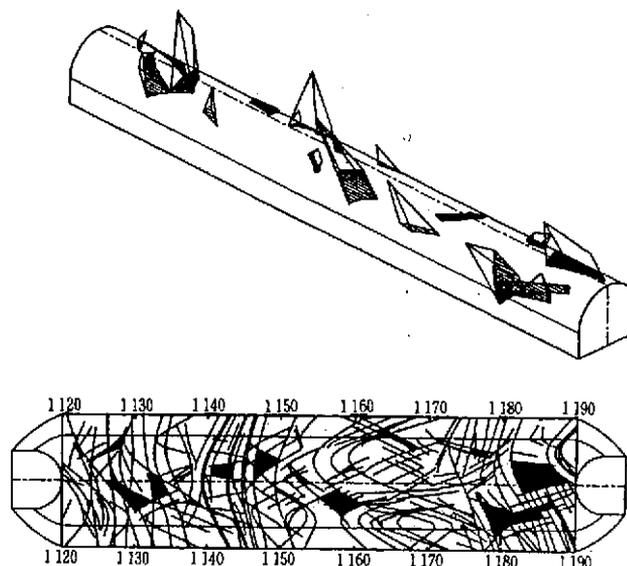


図 5.3-29 トンネルにおけるキーブロックの抽出例

5.3.4 耐震解析手法

岩盤や支保工の地震時挙動を動的に評価して空洞の支保設計を行うためには、有限要素法や個別要素法を用いて岩盤や支保工に発生する応力を計算する必要がある。有限要素法に適用されている応答計算の方法は、複素応答法、直接積分法、モード法が挙げられる。岩盤の地震時挙動としては、岩盤強度が大きく地震時に弾性体として挙動する場合、強度が小さく塑性変形が発生する場合、または亀裂性岩盤で不連続的な変形が発生する場合などが考えられ、それぞれに対して岩盤の材料モデルを選択する必要がある。以下に、それぞれの応答解析手法の特徴を整理する。1次元で表わされる自由地盤の応答解析に適用される重複反射理論は、本検討でも地震波の引き戻しのために使用することが考えられるため、他の手法と並べて整理する。

- ・複素応答法

計算が安定しており、演算時間を比較的短くできる。モデル両側にエネルギー伝達境界を適用でき、境界による影響を低減することによりモデル化領域を小さくできる。非線形問題には適用できないが、材料非線形性を、等価剛性および等価減衰定数を用いて考慮する手法(等価線形化法)が適用されている。

- ・直接積分法

非線形問題を扱うことができる。演算時間が長く、時間ステップを大きくすると計算が不安定になる場合がある。材料モデルは弾塑性モデルや Biot の方程式を基礎とした土-水二相系モデルなど、さまざまな非線形モデルの解析に適用されている。

- ・モード法

線形問題にのみ適用可能である。それぞれの材料に対して異なる減衰定数を設定できない。

- ・重複反射理論

線形問題で、1次元成層地盤に対して適用可能である。

(1) 空洞の力学的安定性評価のために適切な解析手法

解析手法は、図 5.3-30 に示すように地盤材料の特性によって選定される。

- ・塑性変形が発生せず地震継続中材料が線形に近いが、塑性変形が少なく材料の非線形性を剛性と減衰定数で表現できる場合：

複素応答法が適切である。直接積分法も適用できるが演算時間が長い。

- ・塑性変形が発生しその影響が大きい場合：

非線形性を扱うことができる直接積分法が適切である。

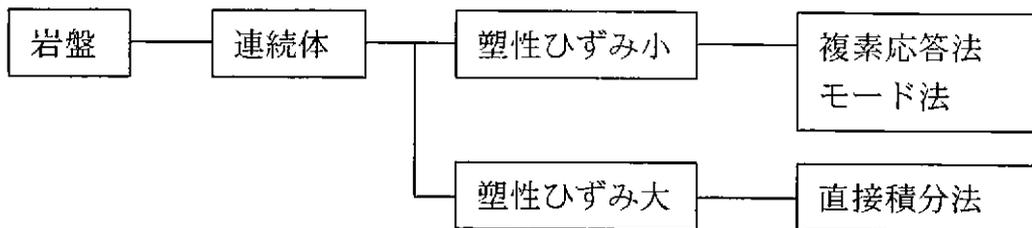


図 5.3-30 岩盤の特徴に対する応答解析手法

以下にそれぞれの手法の概要を示す。

(2) 動的解析手法の概要（構造工学研究所・地震工学研究所、1999）

1) 複素応答解析法

振動数領域で応答解析を行う。入力動 $f(t)$ として時間間隔 Δt の N 点の振幅値からなる波形を考える(図 5.3-31)。地震動 $f(t)$ の継続時間は $N\Delta t$ となる。 $F(t)$ を複素フーリエ変換して得られる複素フーリエスペクトル $F(f)$ の特性は以下ようになる。

$$\text{振動数間隔 } \Delta f = \frac{1}{T}$$

$$\text{スペクトル振幅値を与える点数 } M = \frac{N}{2} + 1$$

$$\text{スペクトル振幅成分の上限振動数 } f_{\max} = \frac{1}{2\Delta t}$$

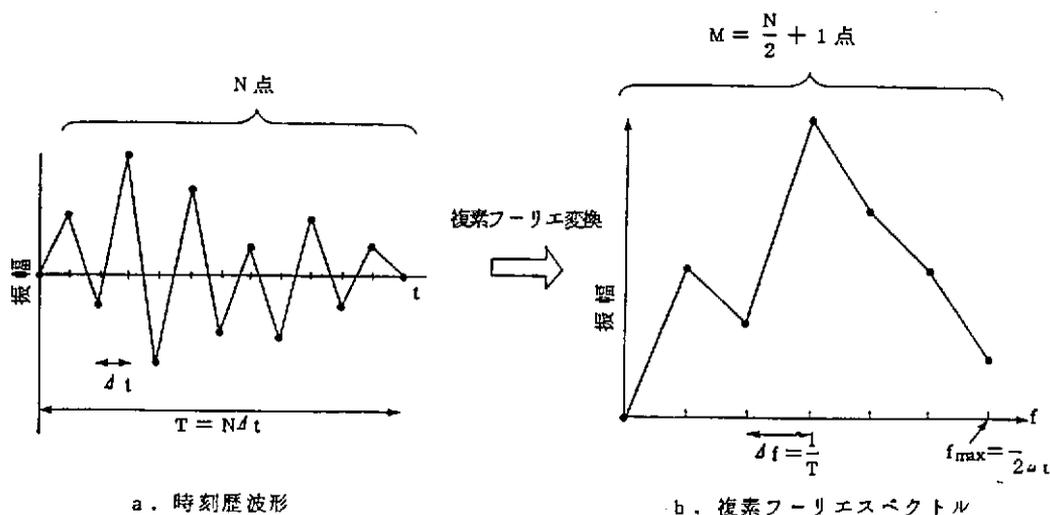


図 5.3-31 時刻歴とフーリエスペクトル

解析モデルの伝達関数 $A(f)$ は、入力動のフーリエスペクトル $F(f)$ の振幅値が得られている振動数に対して計算される。すなわち、伝達関数 $A(f)$ は、振動数間隔 Δf の M 点について計算される。例えば $\Delta t=0.01$ 秒、 $N=2048$ 点の入力動を考えた場合、そのフーリエスペクトルは、 $\Delta f=1/20.48=0.0488\text{Hz}$ 、 $M=2048/2+1=1025$ 点、 $f_{\max}=1/(2 \times 0.01)=50\text{Hz}$ のスペクトル値からなり、伝達関数の計算点数は 1025 点となる。解析モデルの伝達関数をこのような計算点すべてに対して求めるには莫大な演算時間を要する。一般的には次のような手法を用いて伝達関数の演算時間を低減する計算方法を用いている。

- ・ 解析振動数の上限の定義
- ・ 伝達関数の補間

伝達関数の補間では、計算振動数をスキップして伝達関数を求め、スキップした点の伝達関数を補間により計算する。よく用いられている補間の手法は逆数補間が挙げられ、振動数 f_1 および f_2 の伝達関数 $A(f_1)$ 、 $A(f_2)$ が計算されている場合、その中間点 $f_3=(f_1+f_2)/2$ の伝達関数 $A(f_3)$ は次式により与えられる。

$$A(f_3) = \frac{1}{\frac{1}{2} \left[\frac{1}{A(f_1)} + \frac{1}{A(f_2)} \right]} \quad (5.37)$$

本手法による計算手順を以下に示す。

- ① 複素フーリエ変換により入力動 $F(t)$ のフーリエスペクトル $F(f)$ を求める。
- ② 解析モデルの剛性などを評価した運動方程式を解き、モデルの各節点の伝達関数 $A(f)$ を求める。
- ③ 入力動のフーリエスペクトル $F(f)$ と伝達関数 $A(f)$ を乗じ、応答のフーリエスペクトル $R(f)$ を求める。
- ④ 複素フーリエ逆変換を用い、応答のフーリエスペクトル $R(f)$ から応答の時刻歴 $R(t)$ を求める。

また、本手法の利点を以下に示す。

- ① 入力条件によらず、解析の安定性が高い。例えば直接積分法では時間きざみの大きさにより解析が不安定になる場合がある。
- ② 要素ごとの減衰を定義することが可能である。モード法では要素ごとに減衰を定義することはできない。
- ③ 解析振動数域の定義や振動数領域での補間手法により、演算時間の低減を図ることができる。

欠点としては、フーリエ変換という重ね合わせの原理を用いているため、線形問題にしか適用できないことが挙げられる。図 5.3-32 に複素応答解析の流れを示す。

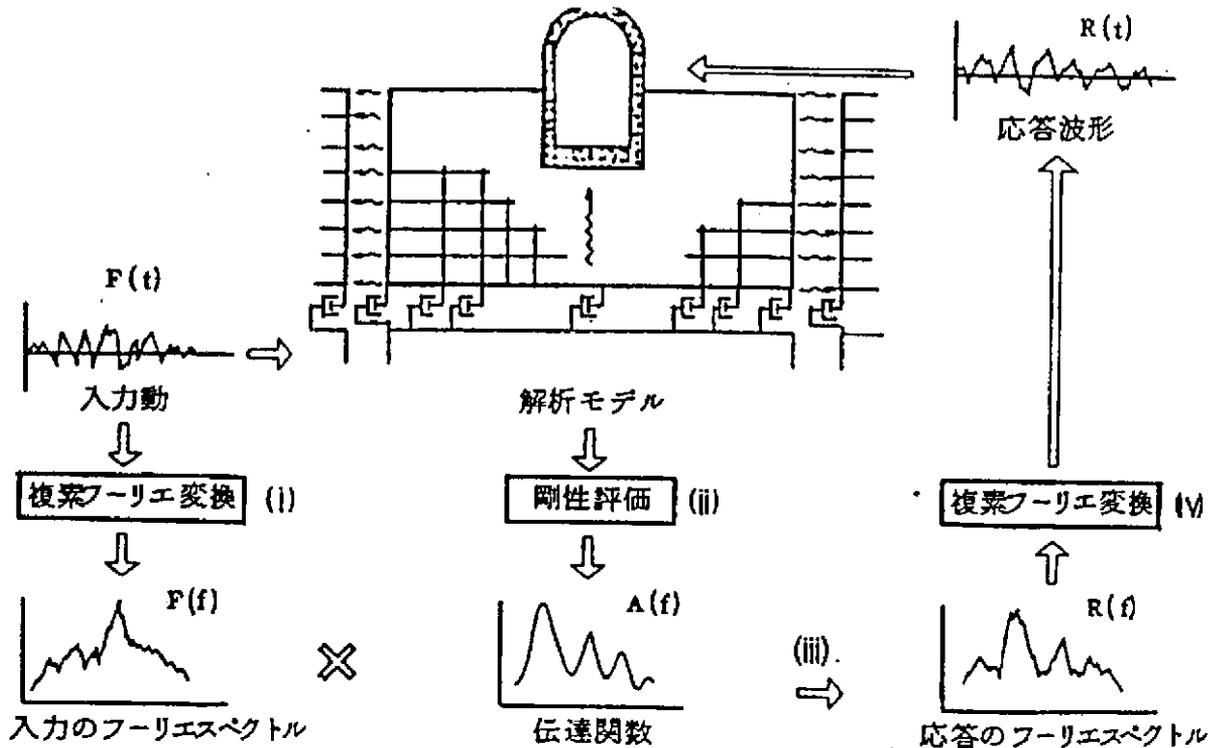


図 5.3-32 複素応答解析の流れ

本手法は材料非線形性について、以下に述べる等価線形化手法によって考慮されることが多い。

等価線形化手法 (土岐、1981)

等価線形化にはいくつかの手法があるが、最も簡単なものは、履歴曲線が図 5.3-33 のように閉じた定常ループを描く状態を対象とし、このときの等価剛性 k_e を原点 O とループ A とを結ぶ直線 OA の勾配で定義し、かつ等価粘性減衰定数 h_e を字式で定義するものである。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (5.38)$$

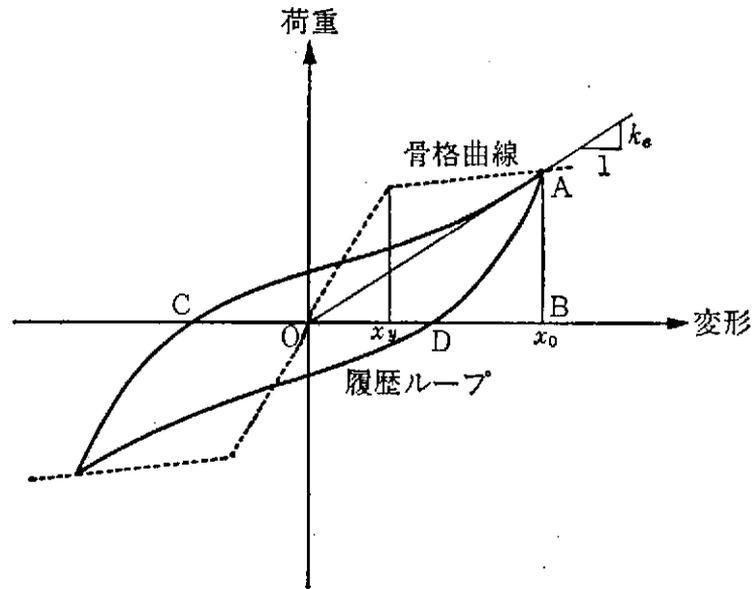


図 5.3-33 骨格曲線と履歴ループ

ここに、 W は半サイクルの間に受渡しされるエネルギーであって、図 5.3-33 では $\triangle OAB$ の面積に相当する。 ΔW は半サイクルの間のエネルギー損失であり、履歴ループの CAD によって囲まれる面積である。上式によって定まる減衰定数は載荷と除荷に際してエネルギー損失が生じ、その結果復元力特性が履歴を描くことによるものであることから、履歴減衰という。このような方法によれば、履歴曲線を与えれば、これと近似的には等価とみなせる線形系の剛性と減衰定数が定まるから、線形系の理論や地震応答特性に関する多くの蓄積を利用して、その特性を論ずることが可能となる。以下にはいくつかの復元力特性について、等価剛性ならびに等価粘性減衰定数を示す。

i) バイリニアモデル

図 5.3-34 に示すような定常履歴曲線における k_e と h_e とは、次式で与えられる。

$$k_e = \begin{cases} k_1 & (x_0 \leq x_y) \\ \frac{k_1}{\mu} [(1-\gamma) + \mu\gamma] & (x_0 > x_y) \end{cases} \quad (5.39)$$

$$h_e = \frac{2(1-\gamma)(\mu-1)}{\pi \mu(\gamma\mu + 1 - \gamma)} \quad (5.40)$$

ここに、 γ は k_1 に対する k_2 の比である。

ii) Ramberg-Osgood モデル

図 5.3-33 に示される履歴曲線における k_e と h_e とは、次式で与えられる。

$$k_e = \frac{P_0}{x_0} \quad (5.41)$$

$$h_e = \frac{2\alpha x_y P_y \gamma - 1}{\pi x_0 P_0 \gamma + 1} \left(\frac{P_0}{P_y} \right)^{\gamma+1} \quad (5.42)$$

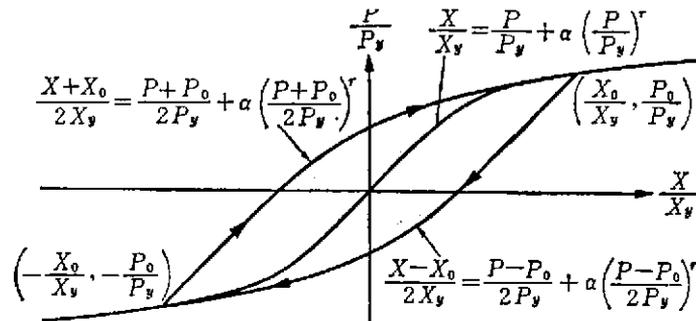


図 5.3-34 Ramberg-Osgood 型の復元力特性

ここに、 α と γ は図 5.3-34 中に示されているコントロールパラメータである。

iii) 剛性低下型バイリニアモデル

図 5.3-33 に示される履歴曲線と同様の履歴法則をもつバイリニアモデルの k_e と h_e は次式で与えられる。

$$k_e = \frac{k_1}{\mu} [1 + (\mu - 1)\gamma] \quad (\mu > 1) \quad (5.43)$$

$$h_e = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} + \frac{\gamma}{\sqrt{\mu}} - \gamma\sqrt{\mu} \right) \quad (\mu > 1) \quad (5.44)$$

ここに、 γ は k_1 に対する k_2 の比である。

図 5.3-33 は塑性率 μ と等価粘性減衰定数 h_e との関係を、いくつかの γ の値に対して示したものである。同一の骨格曲線をもつバイリニアモデルにおいては、剛性低下型の等価粘性減衰定数 h_e の方が小さくなるが、これは剛性低下の傾向が強まるとループ面積が減少することによるものである。また、 γ の値が小さい完全弾塑性型に近い場合以外においては、 h_e が最大となる塑性率 μ があり、それ以上の大変形に対してはかえって履歴による減衰効果は減少することがわかる。

2) 直接積分法 (土木学会、1989)

直接積分法は、時刻 t およびそれ以前における u, \dot{u}, \ddot{u} の情報と時刻 $(t+\Delta t)$ までの外力 g の情報から、 $t+\Delta t$ における u, \dot{u}, \ddot{u} を数値的に決定していく方法である。換言すれば時間軸に沿って、小さいけれども無限小ではない Δt の間隔で、推定手続きを反復して進めるものである。常微分方程式の直接積分法は、

①微分方程式を代数方程式に転換する離散化手続き

②選られた代数方程式の計算

の2段階の内容を持っている。このうち重要なものは①であるが、これは系の復元力 f が線形であっても非線形であっても本質的な差異はない。 f が非線形であれば得られた代数方程式も非線形になるが、この計算は一般の非線形代数方程式の解法によればよい。着目する時点が1ステップ進むごとにこの代数方程式が計算され、その解が次ステップ以降の計算のデータになっていく。したがって、この代数方程式の解法の精度が直接積分の性能(後述する精度および安定性)に影響を及ぼす。しかし、その影響の仕方は非常に複雑であり、一般には試行錯誤によって判断しなければならない。次ステップの予測手法としては、大きく陽解法と陰解法に分けることができる。

i) 陽解法

一般に第 n ステップの計算に際して、対応する時点 t_n で運動方程式が成立することだけを要求するアルゴリズムでは、 \dot{u} が非線形項に含まれることがない限り、 u_{n+1} を定める代数計算は線形であり容易である。これを陽解法(Explicit 法)と呼ぶ。直接積分法の多くの公式は式(5.45)に示す状微分方程式の標準形に対して与えられている。

$$\dot{u}(t) = f(t, u) \quad (5.45)$$

時刻 t_n における速度 \dot{u} を

$$\dot{u}(t_n) = \frac{(u_{n+1} - u_n)}{h} \quad (5.46)$$

と近似する方法は最も自然であるが、同時に原始的なものである。その結果次式を得る。

$$u_{n+1} = u_n + hf(t_n, u_n) \quad (5.47)$$

これは方程式を t_n で成立させているので陽解法である。一般に陽解法では、時間間隔 h を非常に小さくしなければならない。さもないと計算の進行にともなって誤差が急激に膨張して、計算は発散し、計算の安定性が悪い。計算の安定性は直接積分法のアルゴリズムに不可欠の条件の一つである。直接積分法の計算精度は、第 n ステップでのデータを与件とした時の u_{n+1} の真の値とその推定値との差で評価され、

これは h のべきで表わされる。式(5.47)の誤差は h^2 のオーダーであり、したがってその精度は一次である。

ii) 陰解法

安定性の改善の鍵は、運動方程式の成立時点を現時点から将来の一時点に移すことである。この原則に従って、式(5.45)の成立時点を t_n と t_{n+1} の中間に移してみよう。その結果、次式を得る。

$$u_{n+1} = u_n + hf \left(\frac{t_n + t_{n+1}}{2}, \frac{u_n + u_{n+1}}{2} \right) \quad (5.48)$$

ここの式は式(5.47)より安定性が格段に向上しているだけでなく、2次の精度を有しており、改善の効果は顕著である。

その代わり、未知量 u_{n+1} が関数 f の中にも入るので、式(5.47)と異なって、 u_{n+1} を決定するために非線形の代数方程式を解かなければならなくなる。このように離散化の結果として得られる代数方程式が未知量の陰関数になるアルゴリズムを、陰解法 (Implicit 法) と呼ぶ。

このように、陽解法と陰解法の区別は、時間変数の離散化の差異に着目したものではなく、結果として得られる代数方程式に着目したものに過ぎない。しかしここで重要なことは、どの時点で運動方程式を成立させるかということ、換言すれば、運動方程式で与えられる情報をどの時点で計算に取り込んで解を制御していくかである。この時点として現時点よりも後の時点を選ぶと、結果として陰解法が得られると考えることができる。このため、一般に陰解法では陽解法に比べて誤差の急膨張が制御されるので、安定性は良好である (土木学会、1989)。

直接積分法は、応答変位を直接求めているため、構造物の振動特性を知ることができないという欠点がある。

3) モード解析 (土木学会、1989)

基準振動形の直交性を利用して、強制振動解を基準座標系に関する1自由度系の解に帰着させて求める方法を、モード解析法 (または振動形解析法、モーダルアナリシス) という。離散系、連続系を問わず、正規化された基準振動形が既知の場合には、一般にモード解析法によって強制振動解が求められる。比例減衰系である限り、非線型性を有する構造物の振動解析においても、モード解析法は有効な手段となる場合がある (土木学会、1989)。解析手順は、まず外力項がない場合の運動方程式

$$M\ddot{X} + KX = 0 \quad (5.49)$$

を、 X を式(5.50)のようにおくことによって解き、固有円振動数 ω_n と固有モード ϕ_n を求める。式(5.49)中、 M は質量マトリックス、 K は剛性マトリックスである。

$$X = \phi_n \exp(i\omega_n t) \quad (5.50)$$

ここに、

- i : 虚数単位
- ϕ_n : n 次の固有モード
- ω_n : n 次の固有円振動数

固有モードはモデルの自由度と同じ数存在するが、演算時間を短縮するため、応答に関して影響が小さいような振動数が大きい高次のモードは考慮されない場合が多い。地震による応答変位を未知の係数と固有モードとの積の和、

$$X = \sum_{n=1}^n \phi_n c_n(t) \quad (5.51)$$

として表す。ここに、 c_n は未知係数である。

減衰系の強制振動の場合、運動方程式は下式で表される。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = F(t) \quad (5.52)$$

ここに、

- C : 減衰マトリックス
- $F(t)$: 強制外力

式(5.52)に式(5.51)を代入し、固有モードの直交性を利用すると、式(5.53)に示すような未知係数に関する 1 自由度の振動系の運動方程式を得る。

$$M_{pn}\ddot{c}_n(t) + C_{pn}\dot{c}_n(t) + K_{pn}c_n(t) = f_n(t) \quad (5.53)$$

ここに、

$$\begin{aligned} M_{pn} &= \phi_n^T M \phi_n \\ C_{pn} &= \phi_n^T C \phi_n \\ K_{pn} &= \phi_n^T K \phi_n \\ f_n &= \phi_n^T F(t) \end{aligned}$$

1 自由度の運動方程式は畳み込み積分によって計算される。式(5.53)から未知係数 c_n を求め、式(5.51)に代入することにより応答変位 X を得る。この手法が成立するためには、減衰マトリックスが以下の条件を満足しなければならない。

- ・減衰マトリックス C が比例減衰系($C = \gamma M$ または $C = \delta K$; γ 、 δ は任意の定数)の場合、あるいはそれらの組み合わせ(レイリー減衰)の場合
- ・減衰定数が振動次数に無関係に定まる場合

4) 重複反射解析

地盤の構成を平行で一様な層の重なりで近似する。基盤から表層地盤へせん断波が入射・伝播する弾性波動を仮定している。ある地層における任意の位置の変位およびせん断力応答は、その層の上端における変位とせん断力が与えられると決定する。地表面でのせん断応力を0とし、さらにある地層境界での振幅を与えることにより、各地層境界での変位とせん断力の連続条件から各層の応答値を計算できる。周波数伝達関数が容易に求められる、減衰を有する場合にも適用可能である、鉛直下方以外の入射角にも拡張が容易である、計算時間が短いなどの利点を有している(土岐、1981)。

5.3.5 解析手法の調査結果のまとめ

5.3.1～5.3.4 で述べた連続体解析、等価連続体解析、不連続体解析などの常時の解析手法と、これらの手法で必要となる解析用のパラメータを表 5.3-4 に整理して示す。表より、各解析手法の多くに共通して必要となる変形係数やポアソン比、せん断強度などのパラメータに加え、それぞれの手法に特有のパラメータが必要となることがわかる。このことは、対象とする地質環境において得られたデータのうち、解析に利用できるデータの種類や、解析が適用される設計のレベル(あるいは段階)などによって、これらの解析手法の中から、対象とする地質環境と目的とする設計に適合した手法が選定されてくることを示唆している。

表 5.3-5 に地震時の解析手法と、それぞれの手法で必要となる解析用のパラメータを整理して示す。地震時の解析手法においても、前述の常時の解析手法と同様に考えられる。

表 5.3-4 解析方法調査結果の整理 (常時)

解析手法	連続体					等価連続体		不連続体	
	弾塑性理論解析	弾塑性解析(FEM)	破壊包絡線接近度法	ひずみ軟化解析	弾塑性解析 (FDM)	MBC 解析	クラックテンソル理論	個別要素法(DEM)	キーブロック理論
解析の概要	Kastner の弾塑性理論解析が著名である。通常の数値解析に比べると簡便に計算できる。円形空洞周辺の応力状態や塑性域の幅が得られるので、概略検討やパラメータスタディーに用いられることがある。	材料のひずみを弾性ひずみと塑性ひずみの和として評価する。材料の弾性・塑性や塑性ひずみ速度の方向を決める降伏曲面を仮定する。応力点が降伏曲面内であれば弾性状態、降伏曲面上で応力速度が曲面の外向きの場合は、塑性ひずみが増加している状態となる。	材料の破壊包絡線と、発生している応力によるモール円との接近度をパラメータとして、弾性係数の低下率を計算する。モール円と包絡線が接すると、指定した最小弾性係数となる。フォークトモデルによるクリープひずみがあわせて考慮されるケースが多い。	岩盤の応力～ひずみ関係に基づき、荷重増分法と初期応力法 (修正 Newton-Raphson 法) の組み合わせによって、岩盤のせん断破壊、引張破壊を考慮し、岩盤の軟化、流動過程を表現する。	動的な力の釣合いを表す微分方程式を陽的時間差分で解く。大ひずみに対する定式化もなされていて、大変形問題にも対応できる。FEM で取り扱うような応力-変形問題にも対応する。	マイクロクラック、不均一介在物などの微視構造要素をモデル化し、その挙動に基づき平均化操作を行なうことにより等価な連続体として岩盤の挙動を表現する。構成式では、ピーク後の状態にある破壊するジョイントをモデル化している。	岩盤中の不連続面の幾何学性をクラックテンソルで表し、個々の不連続面を垂直とせん断の2方向のスプリングで連結された平行平板でモデル化して、多数の不連続面を含む岩盤を等価な異方弾性体に置き換えて解析する。	岩盤を不連続面で区切られたブロックの集合体としてモデル化する。不連続面は垂直およびせん断変形特性と、せん断強度特性を有する。ブロックの分離や大規模な滑り、崩落を解析できる。また、ブロック内部の弾性変形が考慮される。	三次元空間内における不連続面の走向・傾斜・交差の関係から、形成される有限領域を岩塊と認識する。この岩塊が重力作用下で抜け落ちるか否かを、不連続面の摩擦抵抗を考慮して判定する。
適している岩盤条件	・物性が一様 ・初期地圧が等圧 ・岩盤を弾塑性体として近似できる ・亀裂による影響が小	・岩盤を弾塑性体として近似できる ・亀裂による影響が小	・硬岩、軟岩、土質材料	・ひずみ軟化挙動を呈する地山 ・地山強度比が著しく小さい地山	・大変形問題 ・非線形性の強い塑性問題 (収束性が良い)	・不連続性岩盤	・不連続性岩盤	・不連続性岩盤	・不連続性岩盤で岩塊が崩落するような場合
要素	梁(ビーム)要素	○	○	○	○	—	○	○	—
	棒(トラス)要素	—	○	○	○	—	○	○	—
	ケーブル要素	—	—	—	○	—	—	○	—
	ジョイント要素	—	○	○	—	○	○	—	—
	インターフェイス要素	—	—	—	○	—	—	○	—
パイル要素	—	—	—	○ (3Dのみ)	—	—	—	—	—
解析用入力値	・変形係数、ポアソン比 ・せん断強度 ・内部摩擦角 ・初期地圧	・変形係数、ポアソン比 ・せん断強度 ・内部摩擦角 ・梁、トラスの断面係数 ・その他	・変形係数、ポアソン比 ・せん断強度 ・引張り強度 ・ゆるみ係数 ・包絡線指数 ・降伏時弾性係数 ・梁、トラスの断面係数 ・その他	・変形係数(E_1, E_2) ・ポアソン比 ・破壊(残留)強度	・変形係数、ポアソン比 ・せん断強度 ・内部摩擦角 ・梁、トラスの断面係数、定着特性、降伏点 ・不連続面の強度変形特性	・変形係数、ポアソン比 ・節理方向、間隔 ・節理の摩擦角度 ・節理の起伏角度 ・節理の有効長さ ・トラスの断面係数	・変形係数 ・ポアソン比 ・クラックテンソル ・クラックの垂直剛性 ・クラックのせん断剛性 ・トラスの断面係数	・変形係数、ポアソン比 ・梁、トラスの断面係数、定着特性、降伏点 ・不連続面の強度変形特性 ・不連続面の幾何学データ	・不連続面の走向傾斜 ・不連続面の c, ϕ ・岩盤の単位体積重量 ・基準安全率
解析による出力	・変位、ひずみ、応力 ・塑性領域	・変位、ひずみ、応力 ・塑性領域 ・梁、トラス要素の断面力 ・ジョイントのずれ量など	・変位、ひずみ、応力 ・塑性領域 ・梁、トラス要素の断面力 ・弾性係数、ポアソン比 ・ジョイントのずれ量など	・変位、ひずみ、応力 ・塑性領域 ・梁、トラス要素の断面力 ・ボルトの降伏、破断、定着切れ	・変位、ひずみ、応力 ・塑性領域 ・梁、トラス要素の断面力 ・ボルトの降伏、破断、定着切れ	・変位、ひずみ、応力 ・塑性領域 ・梁、トラス要素の断面力 ・開口変位分布	・変位、ひずみ、応力 ・塑性領域 ・梁、トラス要素の断面力	・変位、ひずみ、応力 ・亀裂の開口、せん断 ・ボルトの降伏、破断、定着切れ	・トレースマップ ・有限閉領域の表示 ・キーブロックの崩落安全率 ・岩塊の重量等
安定性評価項目	・岩盤ひずみ ・岩盤の塑性領域 ・覆工応力	・岩盤ひずみ ・岩盤の塑性領域 ・ロックボルト、アンカーの張力 ・覆工応力	・岩盤ひずみ ・岩盤の塑性領域 ・ロックボルト、アンカーの張力 ・覆工応力	・岩盤変位、ひずみ ・塑性域分布 ・局所安全率分布	・岩盤変位、ひずみ ・塑性域分布 ・局所安全率分布 ・ロックボルト、アンカーの張力 ・降伏、破断、定着切れ	・岩盤変位、ひずみ ・塑性域分布 ・局所安全率分布 ・亀裂の開口およびせん断変位分布	・岩盤変位、ひずみ ・局所安全率分布 ・ロックボルト、アンカーの張力 ・降伏、破断、定着切れ	・岩盤変位 ・局所安全率分布 ・ブロックの滑り、崩落 ・ロックボルト、アンカーの張力 ・降伏、破断、定着切れ	・キーブロックの崩落安全率
実績	・トンネル等多数	・多数	・地下水力発電所空洞設計に適用例多数	・ほとんどない	・海外では実務に多く用いられている	・地下水力発電所空洞 (塩原、葛野川など)	・菊間地下備蓄 ・神岡鉱山、釜石鉱山	・海外で多数 ・第二東名清水第三 T ・釜石鉱山、神岡鉱山	・奥多々良木発電所 ・第二名神栗東 T
主な解析コード	—	・ABAQUS ・SIGNAS など	・SIGNAS など	・FLAC など	・FLAC、FLAC3D など	・(東京大学)	・SIGNAS など	・UDEC など	・ROCKY など
備考	・空洞形状や初期地圧などに制約がある	・非線型性が強いと収束しにくい ・ロックボルトの効果に難あり	・パラメータ設定にやや難あり	・構成則の決定が難しい	・FEM より解析時間を要する	・入力値が多い ・等価弾性係数を求めるのに繰り返し計算が必要	・塑性は考慮できない ・計算早い ・三次元解析が可能	・破壊形態は初期モデルに依存する ・計算時間を要する	・応力再配分や初期地圧が考慮されていない

表 5.3-5 解析方法調査結果の整理 (地震時)

解析手法	複素応答解析	直接積分法	モード解析法	重複反射理論による解析
解析の概要	周波数領域で解析を行い、各周波数に対する応答を計算する。地震波のフーリエスペクトルと周波数応答をかけ合わせ、逆フーリエ変換することにより時刻歴応答を計算する。	時間間隔 Δt の集合として分割し、例えば時刻 $t=t_i$ 及びそれ以前の時刻における応答が既知量である時、 $t=t_{i+1}$ における応答を前ステップの既知量によって評価するための近似的な公式を構成して、逐次解を求めていく方法。陽解法(中央差分近似等)、陰解法(Newmark β 法等)に分けられる。	自由振動における n 個のモードベクトル X_i と固有値(振動数パラメータ)を求める。強制振動に対する応答値は未知係数 C_i を用いて、 $C_i X_i$ の重ね合せとして表わすことができる。荷重項も含めた基礎方程式にこの関係を代入し、未知係数 C_i を求める。	成層地盤で材料非線形がない場合は、地盤下部から入射する地震波による地盤変位時刻歴に一般解が存在する。次元の成層地盤を仮定しているため、二次元問題を対象とすることはできない。
非線形モデル	・等価線形化法 材料の応答最大ひずみを等価な定常振幅(慣用的には応答最大ひずみの2/3)に直し、そのひずみ量からせん断剛性、減衰定数を更新して再計算し、応答が収束するまで繰り返す方法。	・修正 R-O モデル、修正 H-D モデル せん断応力(τ)とせん断ひずみ(γ)との関係を決定する骨格曲線と履歴減衰を決定する履歴曲線を関数として与える。 γ と剛性(G)の低下率の関係、 γ と減衰定数(h)の関係もまた関数形で表わされ、各時刻ステップで発生した γ から次のステップのGおよびhを計算する。修正 R-O モデルと修正 H-D モデルの違いは関数形の違いである。 ・弾塑性モデル(一相) ドラッカー・プラガー、ミーゼス等の降伏条件の弾塑性モデルを適用する。 ・弾塑性モデル(土-水二相) 骨格と間隙水の連成効果を評価した多孔質体の Biot の式を基礎式とした有効応力解析。骨格の構成モデルは解析コードにより様々である。	・別途求められた等価剛性を使用することは可能である。基本的には線形解析を対象とする。	・等価線形化法 材料の応答最大ひずみを等価な定常振幅(慣用的には応答最大ひずみの2/3)に直し、そのひずみ量からせん断剛性、減衰定数を更新して再計算し、応答が収束するまで繰り返す方法。
適している岩盤条件	・大きな塑性ひずみが発生する場合は注意が必要。	・亀裂性岩盤(個別要素法) ・弾塑性材料として評価できる岩盤(弾塑性解析)		・大きな塑性ひずみが発生する場合は注意が必要。 ・地層構造が水平で、空洞などの構造物がない
要素				
ジョイント要素	—	—(EFFECT)	—	—
梁要素	○	○(EFFECT)	○	—
ばね要素	○	○(EFFECT)	○	—
解析用入力値	・初期弾性係数、ポアソン比 ・ひずみ-せん断弾性係数曲線 ・ひずみ-減衰定数曲線 ・地震動 ・最大周波数 ・内挿間隔	・弾性係数、ポアソン比 ・レーリー減衰定数 ・地震動 ・弾塑性パラメータ	・弾性係数、ポアソン比 ・レーリー減衰定数 ・地震動	・初期弾性係数、ポアソン比 ・ひずみ-せん断弾性係数曲線 ・ひずみ-減衰定数曲線 ・地震動 ・最大周波数
解析による出力	・変位、ひずみ、応力、加速度 ・弾性係数 ・減衰定数 ・はりの断面力	・変位、ひずみ、有効応力(二相解析)、加速度 ・間隙水圧、流速(二相解析) ・塑性領域		・変位、ひずみ、せん断応力、加速度
安定性評価項目	・岩盤ひずみ ・岩盤応力による塑性領域の計算 ・覆工応力	・岩盤ひずみ ・岩盤の塑性領域 ・覆工応力		・岩盤のせん断ひずみ
実績	・原子力発電所に多数	・耐震強化岸壁、埋設トンネル(FLIP)		・地震波引き戻しのための使用例多数
主な解析コード	FLUSH ABLE TDAP III など	ABAQUS(一相) EFFECT(土-水二相、松岡モデル) YUSAYUSA(土-水二相、H-D または R-O モデル) DESRA(土-水二相、H-D モデル) FLIP(土-水二相) TDAP III など UDEC(個別要素法) など	ABAQUS TDAP III など	SHAKE
備考	・計算時間が比較的速い ・モデルの側方に、エネルギー伝達境界を指定でき、地盤の無限性に対する精度が高い	・非線形性が強いと収束しにくい ・複素応答法に比べて演算時間がかかる ・時間ステップの刻み幅によって計算が不安定になる		・計算時間が速い

5.4 解析方法の選定及び支保の設定

ここでは、まず、地表からの調査予測研究段階（第1段階）においてこれまでに取得されている地質環境データに基づき、解析用のパラメータを整理、設定し、この解析用のパラメータを踏まえ、前節 5.3 の調査で得られた解析方法の中から、正馬様用地の地質環境条件に適した解析方法の選定を行う。また、選定した解析方法と整理した解析用のパラメータを用いて、試解析を行い、支保工の仕様（主として厚さ、ロックボルトパターン）を設定、例示する。

5.4.1 解析手法選定の考え方及び選定において考慮すべき事項

第2次取りまとめ（サイクル機構、1999）においては、「将来、処分サイトが特定された段階においては、その地質環境条件に応じて、割れ目による岩盤の不連続性や異方性、支保の効果などにも留意して、適切な解析手法を選択する必要がある。」と述べられている。ここでは、この第2次取りまとめの記述に加え、以下に示す第2次取りまとめに対する学識経験者のコメントや論点を考慮して、正馬様洞用地の地質環境条件に適した解析方法を選定することとする。

- ・硬岩系の岩盤における亀裂情報の解析、支保設計への反映
- ・軟岩系の岩盤におけるひずみ軟化や粘 - 弾塑性的な挙動の解析上、設計上の取り扱い
- ・支保の効果の表現
- ・坑道の力学的安定性の評価指標（局所安全率、その他）
- ・施工手順の考慮（先行する坑道と後行する坑道の力学的な相互作用（影響）など）
- ・1次支保と2次覆工の考え方（覆工の役割、荷重分担など）

また、解析手法選定に際しては、深度 1,000 m に達する地下研究施設という特殊性が反映できることが望ましいと考えられる。さらに、今後の展開（5.5 との関連で、たとえば、建設が進み亀裂の詳細な情報が蓄積してきたら、これらの情報を反映できる解析手法を適用するなど）を考慮しておく必要があると考えられる。

これらを踏まえ、解析手法の選定を試みることとする。

5.4.2 解析手法の選定

5.3 で選定した各種解析手法に関して、それぞれの特徴を考慮して選定手順を整理すると図 5.4-1 のようなフローにまとめることができる。このフローの中で重要な選定条件としては、「塑性やゆるみを考慮するか」、および「不連続面を考慮するか」の 2 つが挙げられる。ここで、「ゆるみ」は D_{min} 法において、破壊包絡線の接近度に応じて岩盤の変形係数が低下することを指している。

以下では、このフローにしたがって、地山のモデル化に着目した解析手法の選定を試みる。仮定する地山の条件として、深度 1000m の花崗岩とする。

①不連続面を考慮するか？

一般的には、深部の岩盤においては、不連続面はよくしまった状態となっており、掘削面近傍の局所を除いて、不連続面の影響が卓越する挙動とはなりにくい（日本材料学会、1993）。また、トンネル、地下空洞支保設計の実績から不連続面を考慮しない条件を仮定する。ただし、硬岩が対象となることから、今後、比較ケースとして不連続面を考慮した解析を実施して比較することも重要である。

②塑性または非線形弾性としてゆるみを考慮するか？

通常のトンネルや地下空洞の設計では、線形弾性解析を用いることが多いが、地下深部の研究施設を対象としており、数値解析の側面から塑性域やゆるみを把握することとする。

③ひずみ軟化特性を考慮するか？

軟岩地山のトンネルでは、掘削面付近の地山がひずみ軟化挙動を呈する場合があることが指摘されている（谷本、1984）。ここでは、硬岩を対象とし、ひずみ軟化特性を考慮しない解析を選定する。

④塑性域を考慮するか？

塑性域は、掘削による応力再配分の過程で周辺地山の応力が解放され、拘束応力が低下して降伏状態となる領域である。一方、 D_{min} 法では地山の応力状態を代表するモールの応力円と破壊包絡線の接近度に応じて変形係数が低下するようなモデルになっている。両者は互いに異なる内容で、岩盤の応力状態の変化や損傷を考慮しているが、後者では、硬岩の場合に破壊包絡線が非線形となることや、発破損傷の影響を含んだ形で変形係数の低下を考慮していると考えられている（電力土木技術協会、1986）。しかし、現時点では発破損傷などと変形係数の低下およびゆるみとの相関を把握するのは困難なため、弾塑性 FEM を選択し、応力解放に伴う塑性域の把握を試みる。

地山のモデル化

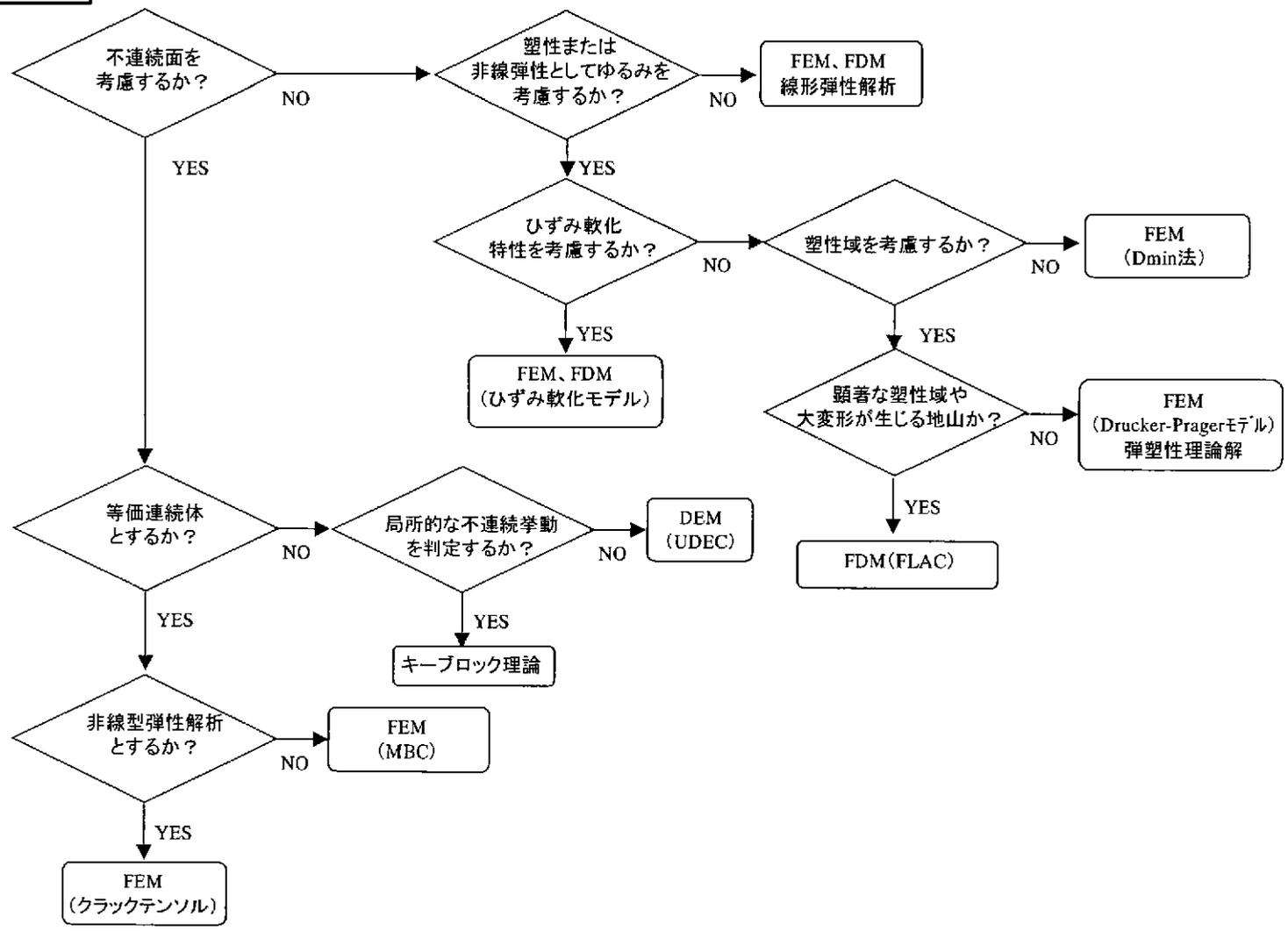


図 5.4-1 解析手法選定のフロー

次に、支保工および断層のモデル化について図 5.4-2 に示す。

支保工のモデル化では、NATM により施工するトンネルの 1 次支保である鋼製支保工および吹付けコンクリート、およびロックボルトのモデル化について整理する。

鋼製支保工は通常、ビーム要素でモデル化される。材料物性は鋼材そのものの物性を用いる。2次元平面ひずみ条件で解析を実施する場合は、鋼製支保工の奥行方向ピッチを考慮して、軸剛性 EA や曲げ剛性 EI を補正するよう配慮する。ここで、 E は鋼材のヤング率、 A は断面積、 I は断面 2 次モーメントである。

吹付けコンクリートは、トンネル掘削面に付着させる状態で薄肉ながらアーチ状に施工され、一般的には曲げ抵抗を有する支保と考えるとビーム要素でモデル化される。材料物性としては弾性係数が重要であるが、通常のコンクリートとは異なる弾性係数が用いられている。土屋 (1985) は、吹付けコンクリートの現場応力計測結果に基づいて、吹付けコンクリートの弾性係数を設定している。2次元平面ひずみ条件で解析を実施する場合は、奥行方向ピッチを考慮して、軸剛性 EA や曲げ剛性 EI を補正する。

ロックボルトは、引張り抵抗部材であり、従来からトラス要素でモデル化されることが多い。FEM においては、ロックボルトの応力-ひずみ関係を弾性とすることが一般的である。一方で、DEM (UDEC など) や FDM (FLAC など) では、ロックボルトの材料特性として降伏・破断や、定着材の付着特性を考慮することが可能である。また、FEM でこれらを考慮することは一般的ではない。なお、2次元平面ひずみ条件で解析を実施する場合は、ロックボルトの奥行方向ピッチを考慮して軸剛性 EA を補正する。

断層のモデル化については、構成則、物性値とも一般的なものは存在しないと考えられる。図 5.4-2 では、現状で利用可能と考えられるものとして、ジョイント要素およびインターフェイス要素を挙げた。

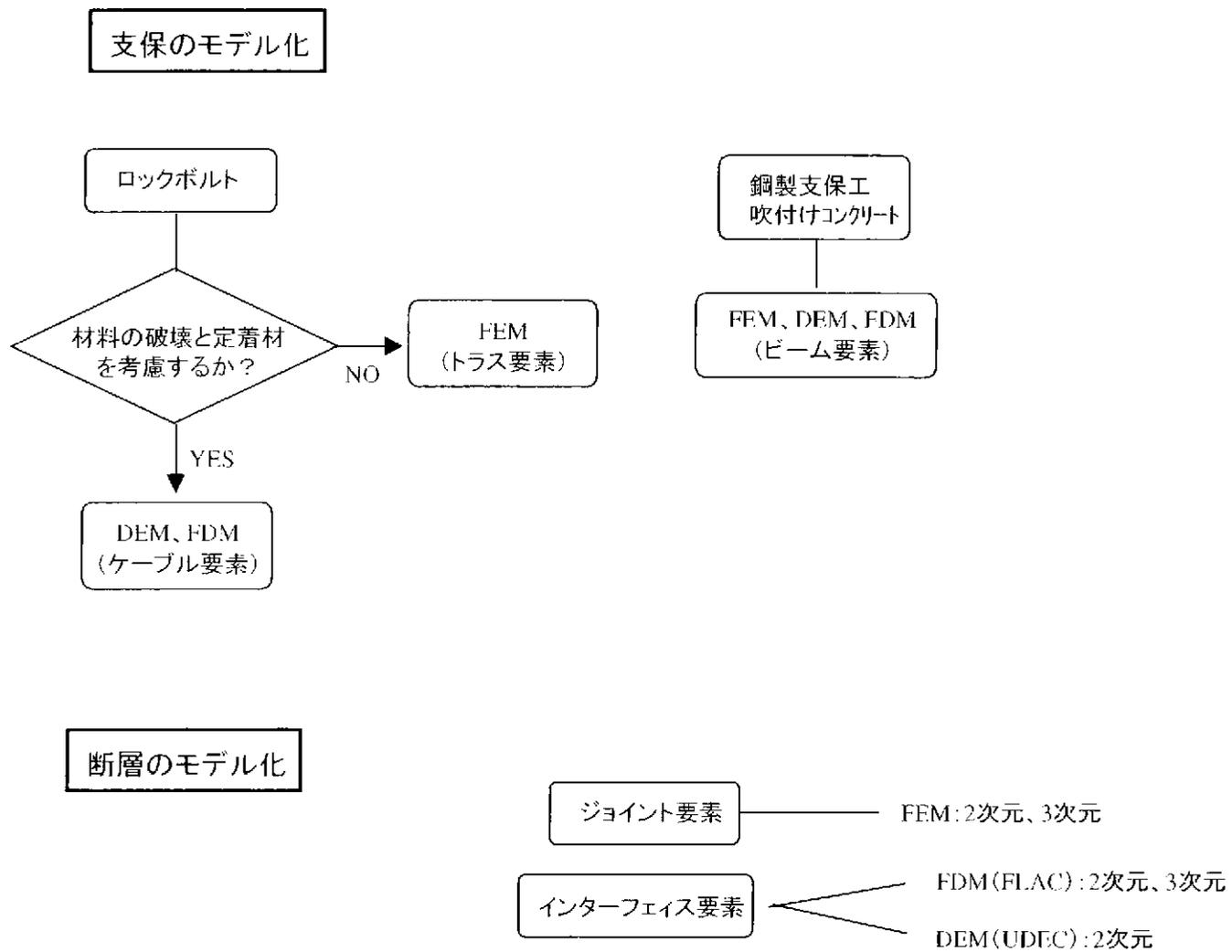


図 5.4-2 支保工および断層のモデル化

5.4.3 支保工の設定

ここでは、前節で選定した弾塑性 FEM を用いた試解析により、支保工の設定について検討した結果を述べる。具体的な支保工としてここでは、吹付けコンクリートの設定について検討する。

(1) 解析条件

試解析は、以下の条件で行う。

- ・ FEM 弾塑性解析、FEM プログラム「SIGNAS」を使用
- ・ 2次元平面ひずみ条件
- ・ 構成則は Drucker-Prager の式を適用
- ・ 深度 1000m の水平坑道を想定
- ・ 地山の物性は、MIU-1 および MIU-2 のデータより設定

(2) 水平坑道の断面と支保の設定

水平坑道の断面は、平成 10 年度「超深地層研究所 地下施設の設計研究」(清水建設ほか、1999)と同様に、図 5.4-3 に示すように、掘削幅 3m、高さ 3m の小断面トンネルとする。

このような小断面トンネルの標準支保パターンは、通商産業省資源エネルギー庁・新エネルギー財団(1987)の「小断面水路トンネル NATM 設計・施工マニュアル(案)」より、表 5.4-1 を参考とする。これより、試解析では吹付けコンクリート厚さが 5cm、および無普請で比較する。

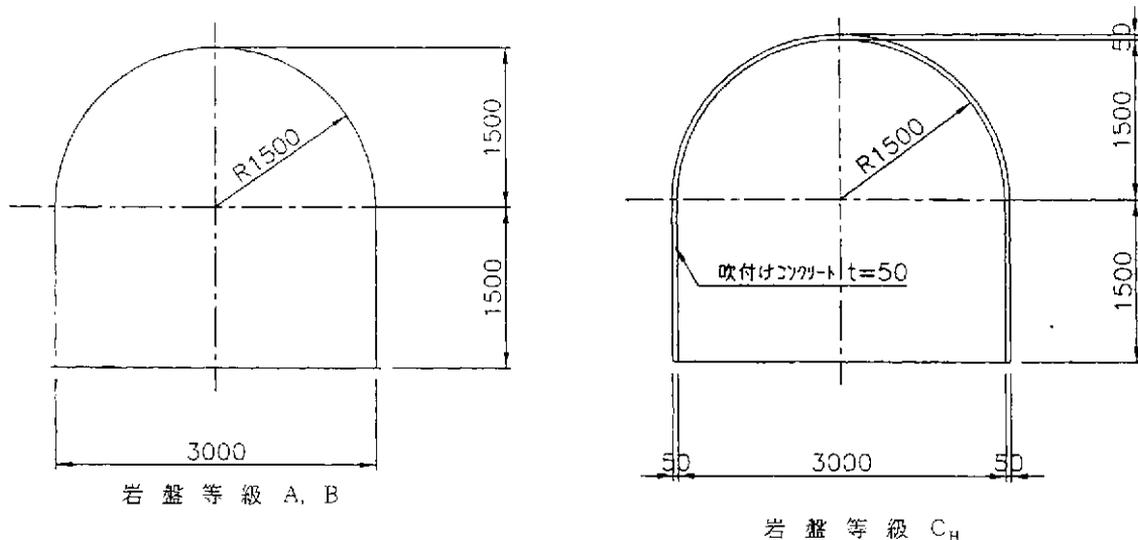


図 5.4-3 トンネルの断面
(清水建設ほか、1999)

表 5.4-1 小断面水路トンネルの支保パターン (案)

岩盤等級	最大掘進長*	一次支保				永久覆工
		吹付けコンクリート設計厚 (cm)	ロックボルト		鋼製支保工	
			打設間隔	長さ(m)		
A・B	2~2.5 m 以上	0または3		なし	なし	5 cm 吹付けコンクリート
C _H		3~5		なし	なし	5 cm 吹付けコンクリート
C _H	2~2.5 m	3~5	ランダム 2本/断面	1.5	なし または 100H	7 cm 吹付けコンクリート
C _L	1.5 m	5~7 (金網による補強)	1~1.2 m 7-F 中心 3~4本	1.5	なし または 100H	10 cm吹付けコンクリートまたは 巻立てコンクリート (t ≥ 20 cm)
D	1 m	10 (金網による補強)	1 m 側壁中心 4~9本	2	L90, φ89.1 または 100H	巻立てコンクリート (t ≥ 20 cm)

*岩種に応じた一発掘進行長の上限

(通商産業省資源エネルギー庁・新エネルギー財団、1987)

(3) 解析用パラメータの設定

試解析に必要な地山および支保工の解析用パラメータ (入力値) を以下に設定する。

・単位体積重量 γ

MIU-2 のデータによれば、見かけの比重の深度 95~979m 間の 110 点の全平均値が 2.645 であった。これを参考に、単位体積重量 $\gamma = 26.5 \text{ kN/m}^3$ とする。

・側圧係数 K_0 と初期地圧

MIU のデータによると、深度 1000m 付近では側圧係数 K_0 がほぼ 1 とみなせる。初期地圧については、上記の単位体積重量 γ を用いて、各深度ごとの鉛直応力および水平応力を設定する。

・地山の弾性係数 E

一軸圧縮試験結果によれば、MIU-1 および MIU-2 における弾性係数 E の深度分布は、図 5.4-4 のようになる。後述のように解析では、坑道を中心に境界まで上下左右 $5D=15\text{m}$ の領域を確保する。深度 1000m 付近では、MIU-1 の弾性係数が平均 33GPa、MIU-2 では 44.7GPa である。そこで、両者の平均値 38.9 GPa を用いる。

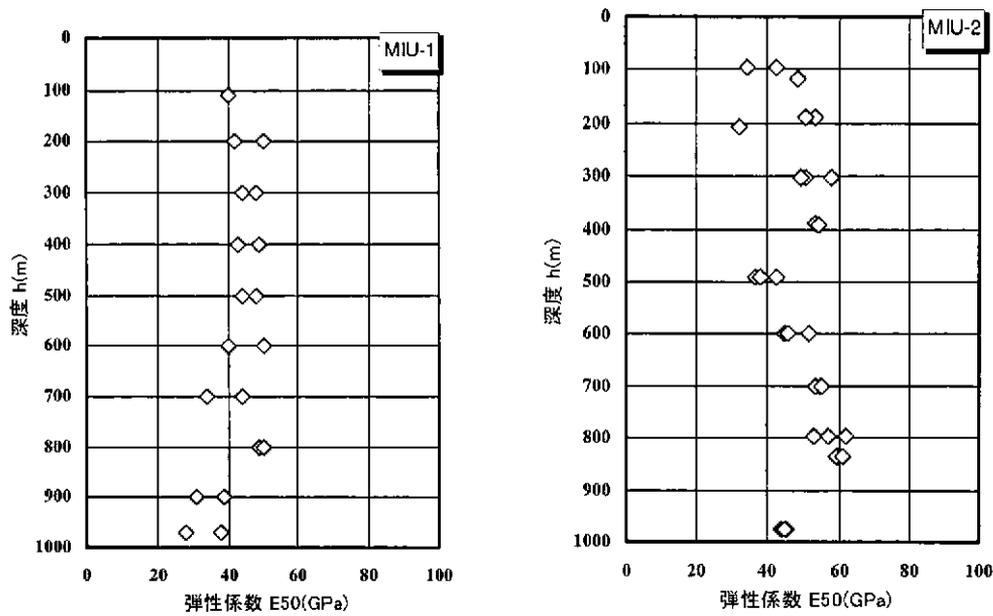


図 5.4-4 MIU-1 および MIU-2 における弾性係数 E の深度分布

・地山のポアソン比

一軸圧縮試験結果によれば、MIU-2 におけるポアソン比 ν の深度分布が図 5.4-5 のようになる。深度 1000m 付近ではポアソン比の平均が 0.37 であり、これを用いる。

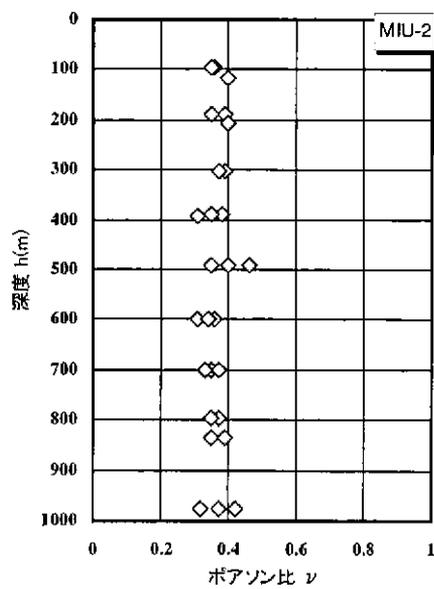


図 5.4-5 MIU-2 におけるポアソン比 ν の深度分布

・内部摩擦角とせん断強度

MIU-1 および MIU-2 の内部摩擦角およびせん断強度の深度分布は、図 5.4-6 のようになる。深度 1000m 付近の内部摩擦角 ϕ とせん断強度 c は、MIU-1 で 51.3° および 35.3MPa である。また、MIU-2 では、それぞれ 59.1° および 22.2MPa である。ここでは、両者の平均をとり、内部摩擦角 ϕ を 55.2° 、せん断強度 c を 28.8MPa とする。

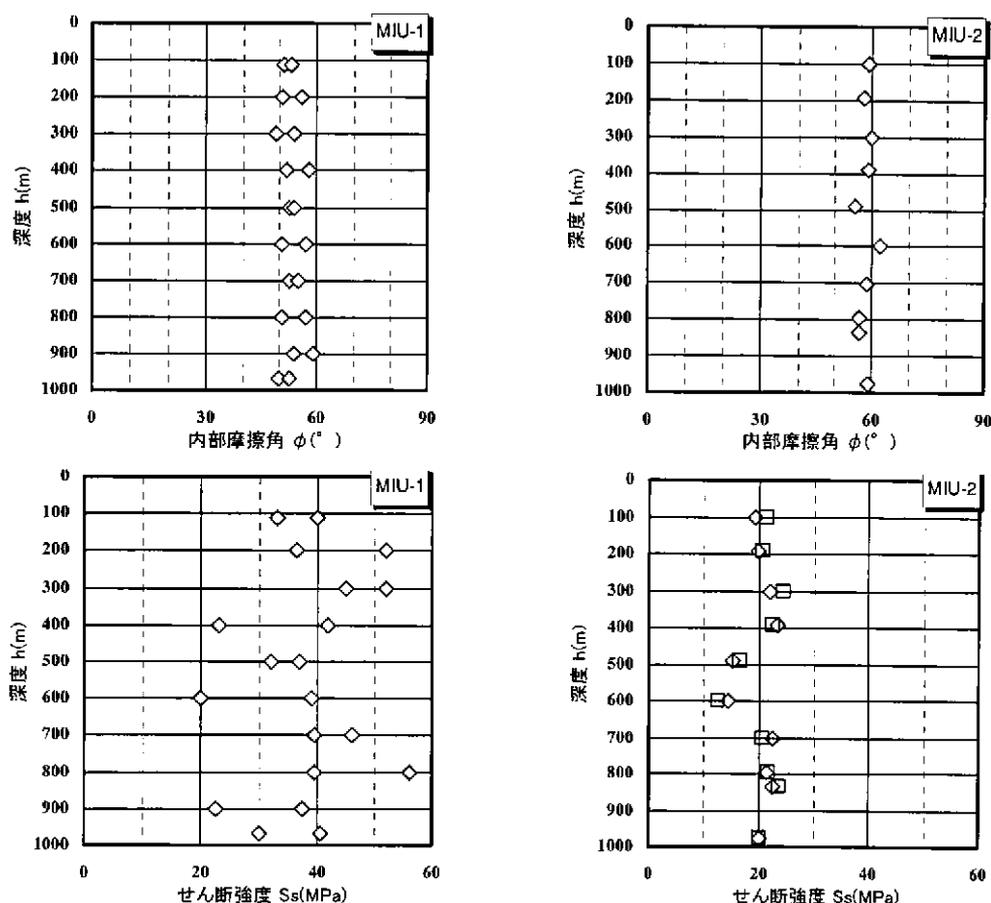


図 5.4-6 MIU-1 および MIU-2 における内部摩擦角とせん断強度の深度分布

・Drucker-Prager モデルの入力値

上記のせん断強度 c と内部摩擦角 ϕ より、Drucker-Prager モデルの入力値が以下のように決まる。式(5.20)は、2次元平面ひずみ条件では、次式で求められる。

$$q_\phi = \frac{\sin \phi}{\sqrt{9 + 3 \sin \phi}} \quad (5.37)$$

$$k_\phi = \frac{3c \cos \phi}{\sqrt{9 + 3 \sin \phi}}$$

この式に、 $\phi = 55.2^\circ$ と $c = 28.8 \text{ MPa}$ を代入すると、 $q_\phi = 0.243$ 、 $K_\phi = 14.6 \text{ MPa}$ となる。

・吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは、ビーム要素でモデル化する。厚さ 5cm の場合、単位奥行き当たりの断面二次モーメントは、 $1.04 \times 10^{-5} \text{ m}^4$ となる。また、吹付けコンクリートの弾性係数 E_c は、土屋（1985）が山岳トンネルでの計測結果に基づいて求めた $3,333 \text{ N/mm}^2$ を用いる。入力値を表 5.4-2 にまとめる。

なお、吹付けコンクリートの設計基準（圧縮）強度を 18 N/mm^2 とすると、許容応力度は以下ようになる。

許容曲げ圧縮応力度： 8 N/mm^2

許容曲げ引張応力度： 0.225 N/mm^2

表 5.4-2 解析入力値一覧

地 山					
単位重量	側圧係数	弾性係数	ポアソン比	q_ϕ	K_ϕ
kN/m^3		GPa			MPa
26.5	1.0	38.9	0.37	0.243	14.6
吹付けコンクリート					
厚さ	断面二次モーメント	弾性係数			
m	m^4	MPa			
0.05	$1.04\text{E}-05$	3333			

(4) 解析メッシュと解析ステップ

解析メッシュは、図 5.4-7 のようになる。坑道の上下および両側面から境界までの離間は $5D$ を確保した。拘束条件は、上下面は鉛直方向固定、両側面は水平方向固定とした。

解析ステップは次のとおりである。

STEP1：初期地圧負荷

STEP2：全断面掘削、30%応力解放

STEP3：吹付けコンクリート施工、70%応力解放

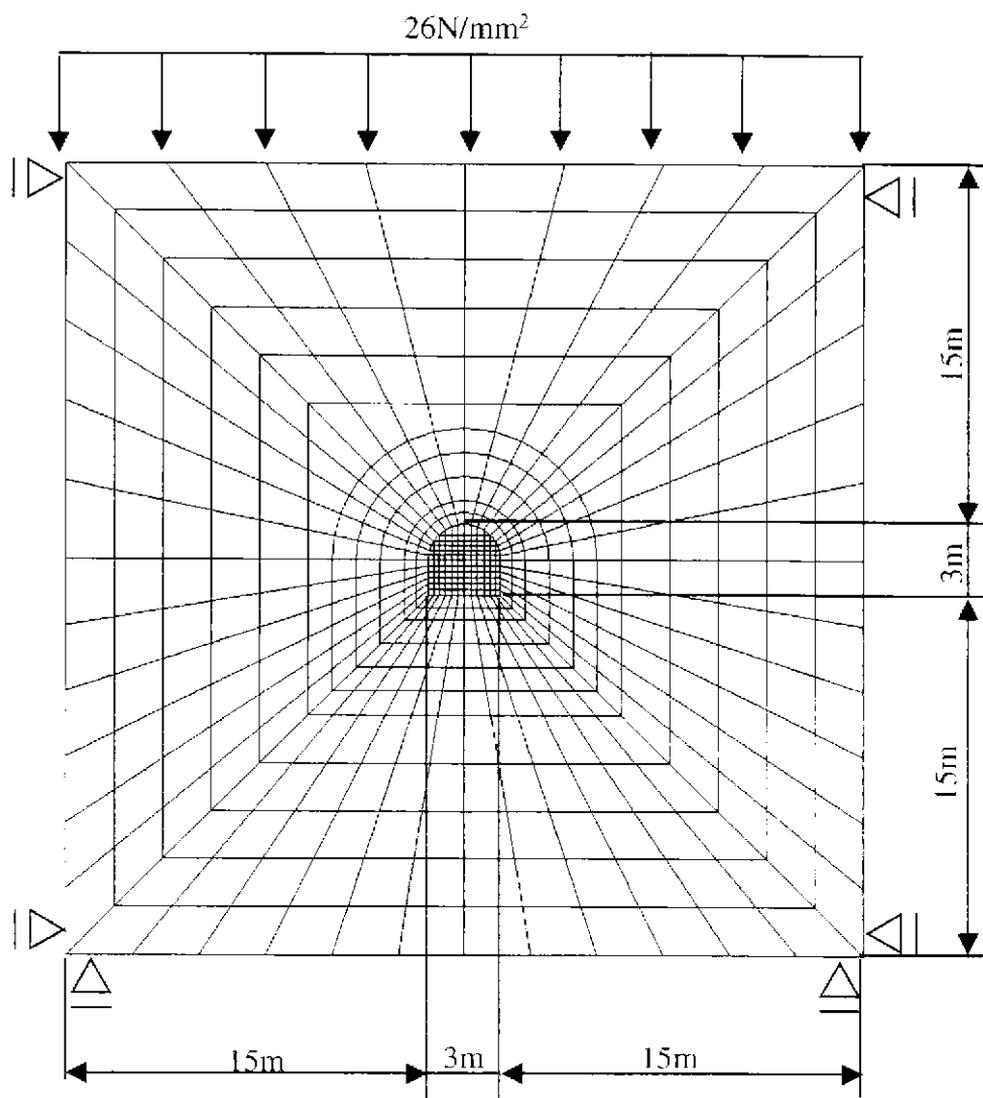


図 5.4-7 解析メッシュ

(5) 解析結果

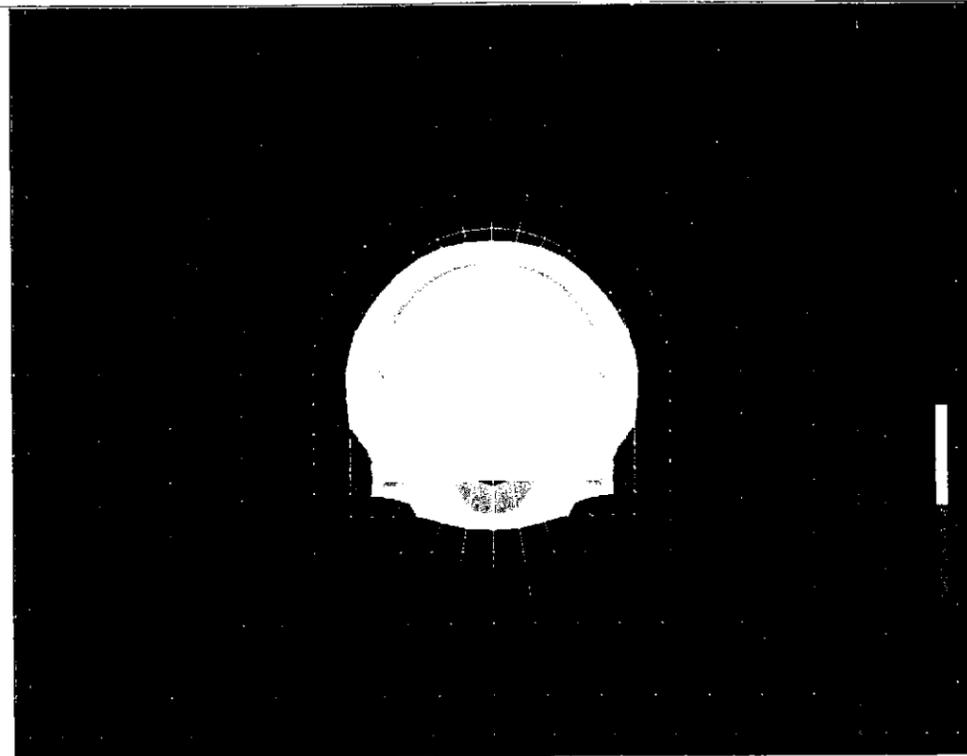
解析結果より、地山の局所安全率コンターおよび塑性域の分布を示したものが図 5.4-8 である。まず、吹付けコンクリートを施工するしないに関わらず塑性域は発生しなかった。

また、局所安全率のコンターによれば、局所安全率が 1.0 を下回るのは、底盤中央部の非常に小さい領域のみである。また、局所安全率が 1.0~1.2 の領域も非常に小さく、アーチ部では 5cm 以下にとどまっている。

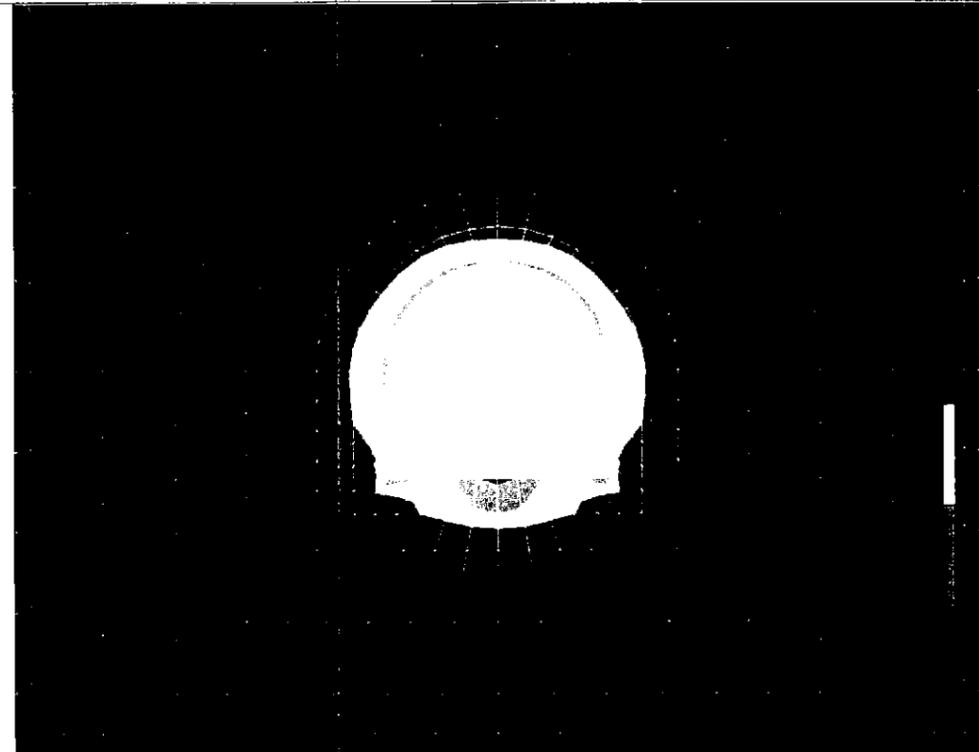
つぎに、水平坑道周辺の変位コンターと変形状態を示したものが図 5.4-9 である。変位の最大値はアーチ部および底盤部分で約 1.65mm 程度となっている。また、吹付けコンクリートを施工した場合には、無支保の場合に比べて変位はわずかに減少するが、ほとんど差がない。吹付けコンクリートは、地山よりも弾性係数が小さく、地山と一体化して追従するように変形している。すなわち、本ケースの条件では、吹付けコンクリートで地山の変位を抑制するような作用よりもむしろ、地山の変形に伴い不確定に発生する小崩落を防ぐような作用があるものと考えられる。

つぎに、吹付けコンクリートに発生する応力、軸力、および曲げモーメントを示したものが図 5.4.10 である。吹付けコンクリートの応力は、曲げモーメントおよび軸力から求めた内壁面上の値を示している。図 5.4.10 より、地山の応力解放に伴い、吹付けコンクリートには、全体として曲げ圧縮応力が作用しており、引張り力は作用しないことがわかる。また曲げ圧縮応力は天端部分で最大となり 2.2N/mm^2 である。これは、許容曲げ圧縮応力度 8N/mm^2 の 25%程度であり、十分安定していることがわかる。

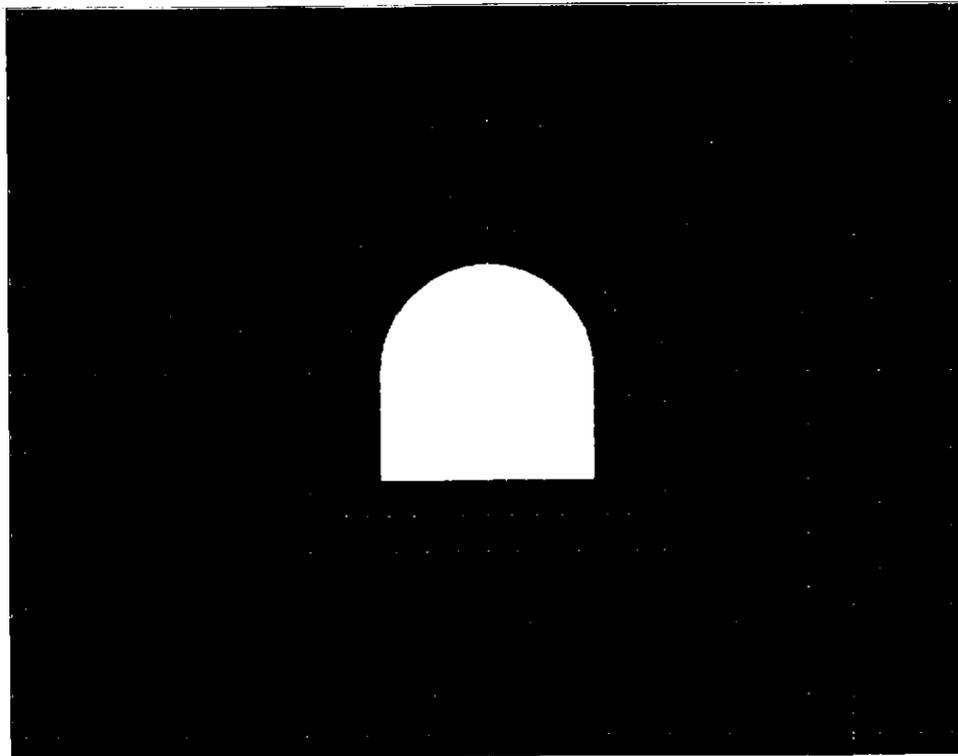
以上の解析結果より、解析上は無支保で研究坑道の力学的安定性は確保できると考えられる。地山の状況にあわせて必要に応じて吹付けコンクリートを施工することにより、壁面を保護し、小崩落を防ぐことができるものと考えられる。また、実際の施工時には、上記の解析値や許容値を拠り所として管理することが重要となる。



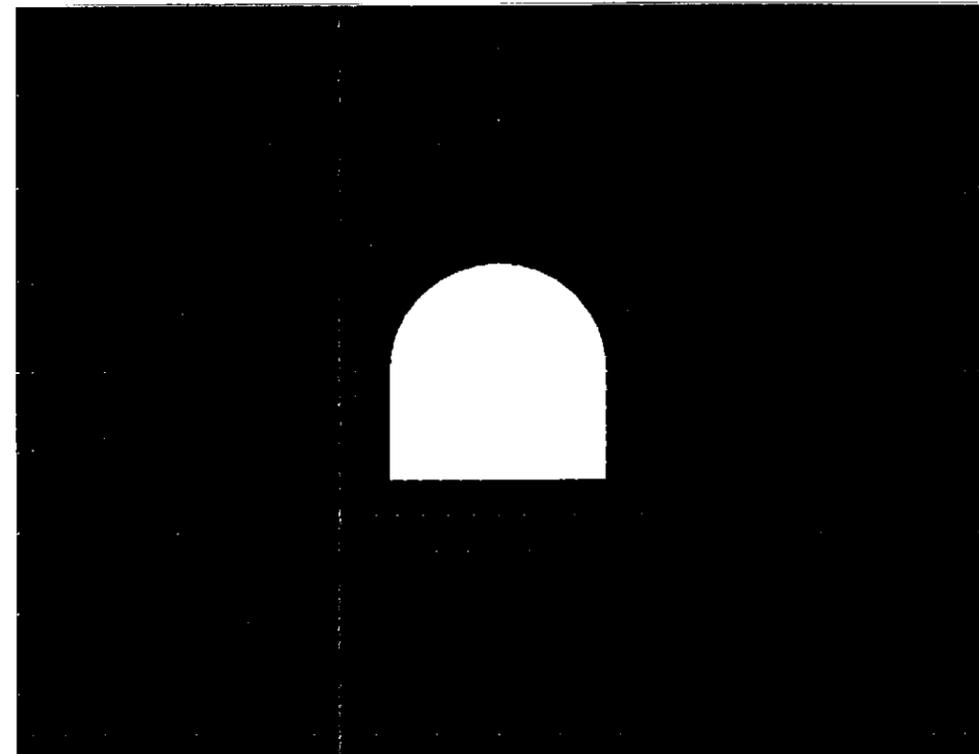
局所安全率図 (吹付けあり)



局所安全率図 (吹付けなし)

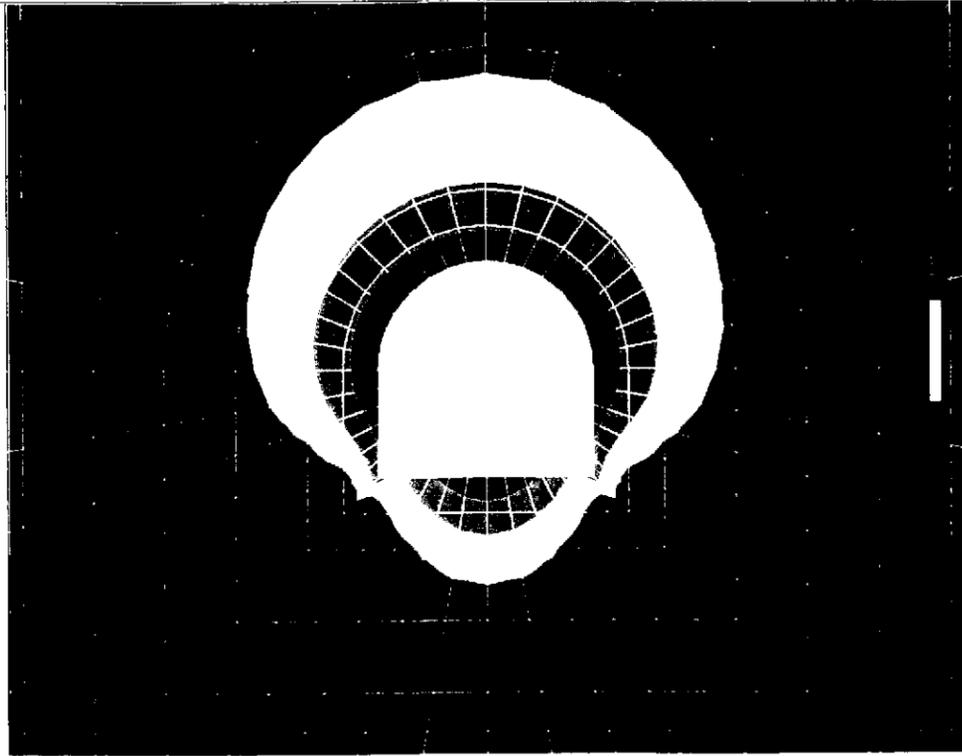


塑性域図 (吹付けあり)

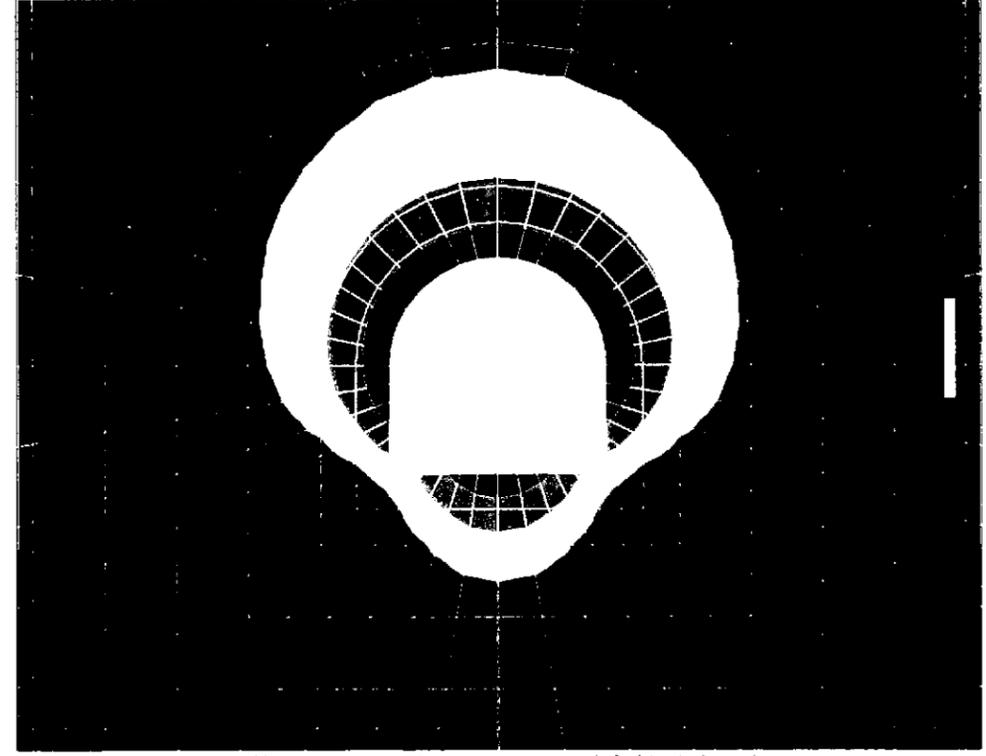


塑性域図 (吹付けなし)

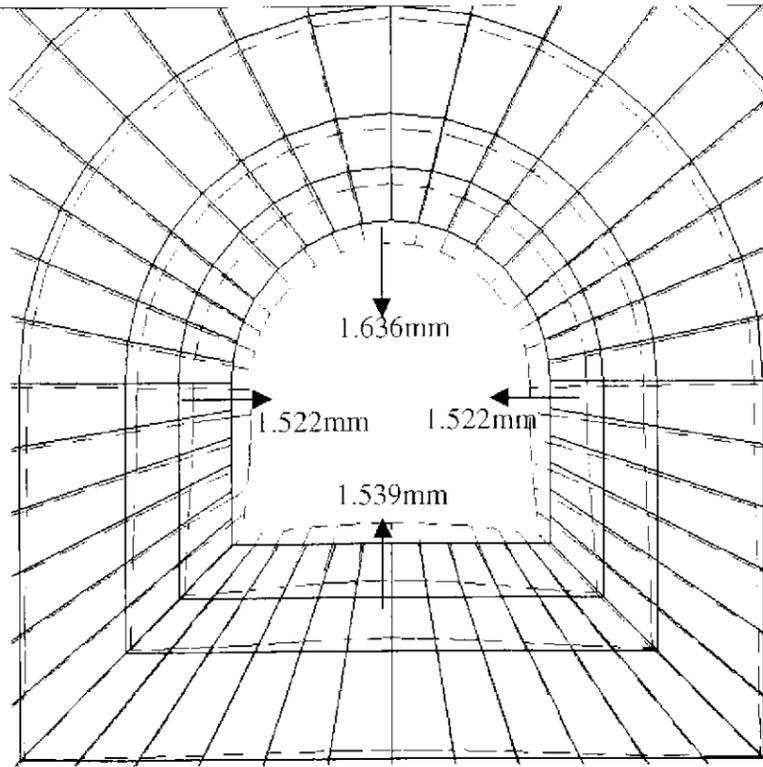
図 5.4-8 FEM 解析結果 (局所安全率と塑性域)



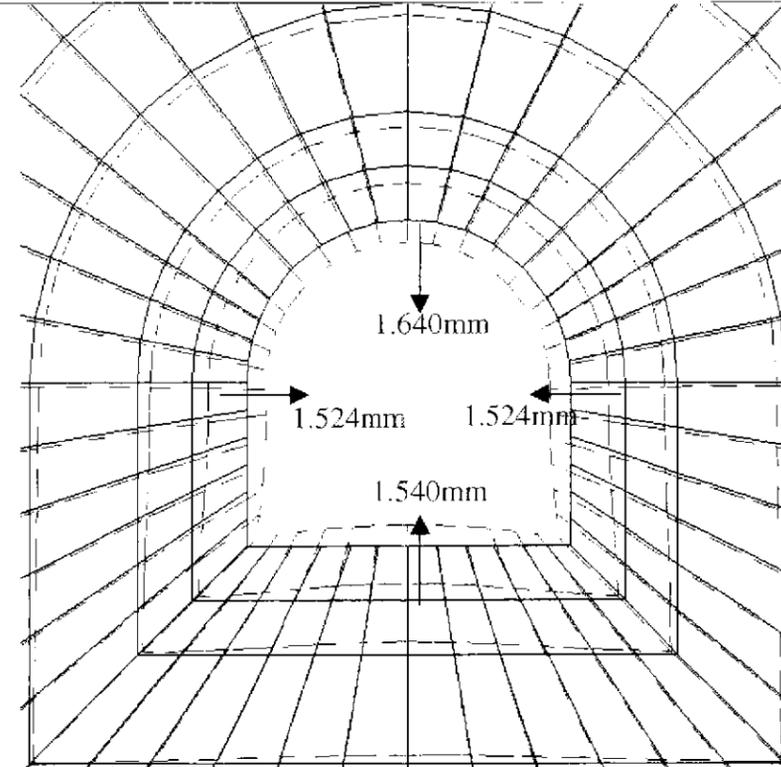
変位コンター図_magnitude (吹付けあり)



変位コンター図_magnitude (吹付けなし)



変位図 (吹付けあり)



変位図 (吹付けなし)

図 5.4-9 FEM 解析結果 (変位コンターと変形)

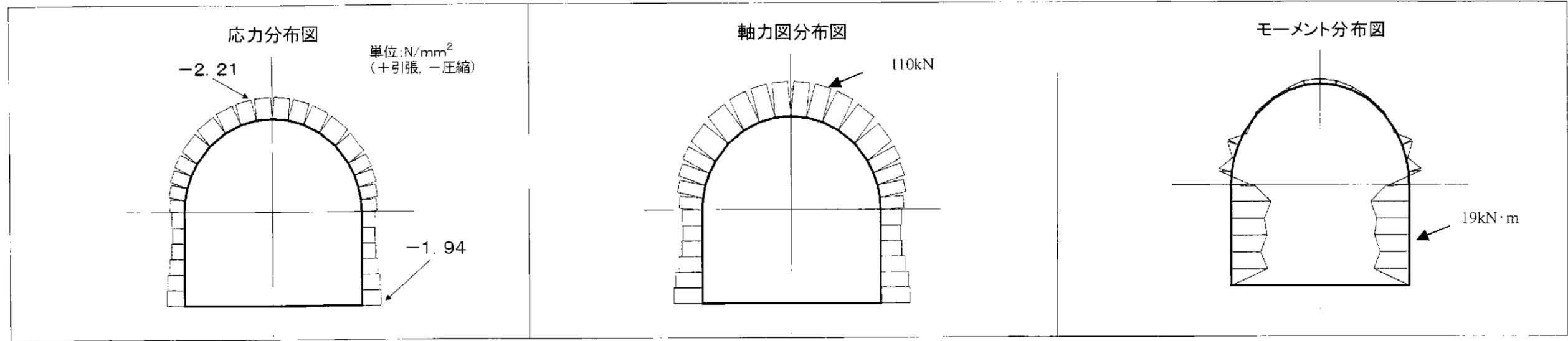


図 5.4-10 FEM 解析結果 (吹付けコンクリートの応力、軸力、および曲げモーメント)

5.5 支保設計の妥当性の評価方法に関する検討

現在計画されている研究坑道の建設スケジュールを念頭に、研究坑道の支保設計の妥当性を評価する方法と、そのために必要となる計測項目及び計測方法について、検討を行い、これらの評価方法や計測項目、計測方法を明らかにする。この際、研究坑道の建設の進行に伴って、地質環境データや計測によって得られる情報が蓄積、拡充していくことに留意して、評価方法の検討を行う。

5.5.1 支保設計の妥当性評価の考え方

支保設計の妥当性評価に関連して、第2次取りまとめでは、「また、サイト特性調査から得られる事前の情報だけでなく、情報化施工の考え方に基づき、建設時における調査や計測から得られる情報を適宜、坑道の力学的安定性の評価に反映していくことも必要である。」と述べられている（サイクル機構、1999）。

この中で述べられている「情報化施工」とは、つぎに示すような Terzaghi によって提唱された考え方（Terzaghi and Pack, 1948）である。

「利用できる情報の不足は施工中の観測によって補われ、設計はその新情報に従って修正される。このような設計方法を観測的方法（Observational Procedure）という。」（Terzaghi and Pack, 1970）

岩盤地下空洞においては、設計時（解析時）の内空変位や地中変位、ロックボルト軸力、支保工コンクリート応力度などの値と、建設中の観察・計測による施工管理によって得られた値とを比較することによって、設計手法や設定した支保工仕様の妥当性が確認、評価されている。

地下空洞の力学的安定性の評価及び設計の妥当性の評価に関する、この基本的な考え方や手法は、地下深部に建設される研究施設を対象としても、普遍的な考え方と考えられる。

これらを踏まえ、本検討では、支保設計の妥当性の評価結果によっては、たとえば、

- ・ 解析値と計測値がかなり異なる場合には新たな解析手法を適用する、あるいは逆解析する
- ・ 現状、解析値と計測値はある程度一致しているが、建設が進みデータが拡充して解析用のパラメータが設定できるようになれば、より実際の挙動にあうと考えられる解析手法を適用する

など、計測結果を設計にフィードバックすることについても考慮することとする。

また、ここで検討する支保設計の妥当性の評価方法は、5.4 の成果と整合している必要がある。さらに、深度 1,000 m に達する地下研究施設という特殊性が反映できることが望ましいと考えられる。

以上の基本的な考え方を念頭に置き、次節以降において研究坑道の支保設計の妥当性を評価する方法と、そのために必要となる計測項目及び計測方法について、検討を行うものとする。

5.5.2 支保設計の妥当性評価方法、およびそのために必要となる計測項目と計測方法

前述したように、支保設計の妥当性の評価方法は、設計時（解析時）の内空変位や地中変位、ロックボルト軸力、支保工コンクリート応力度などの値と、建設時、操業時（注：ここでいう操業時とは地下研究所の運営時）の計測によって得られた値とを比較することによって、設計手法や設定した支保工仕様の妥当性を確認、評価することを基本とする。

超深地層研究所の建設時、運営時の坑道周辺岩盤や支保の観察・計測を基本とすることから、ここでは、まず観察・計測の目的について考察したうえで、必要となる計測項目及び計測方法について検討を行い、計測を設計にフィードバックさせる方法についても考察する。

(1) 観察・計測管理の目的

岩盤地下空洞の施工中の計測管理の目的は、つぎのようにまとめられる。

- ①既施工区間を含め施工中の観察・計測によって坑道周辺岩盤の挙動や支保の効果などを定量的に把握し、坑道の力学的安定性と設計された支保仕様の妥当性を確認すること
- ②現施工区間の支保の変更や補強工への反映
- ③次ステップの施工区間の設計・施工の修正（設計変更）への反映
- ④将来の類似した条件、施設の合理的な設計・施工に活用

一般に、岩盤地下空洞の当初設計は、事前に得られる地質環境情報の量および質に限界があるために、平均的、標準的なものとなっている。①は、施工中の観察・計測結果に基づく設計変更により事前の設計を補い、合理的で経済的な設計が実現

できることから、設計へ反映させるための観察・計測は設計の一部として位置づけられる。観察・計測によって坑道の力学的安定性と設計された支保仕様の妥当性が確認されれば、建設時および供用時の安全性が確保されることになる。また坑道の力学的安定性が十分に確保されていると判断されれば、支保仕様を軽減するなど、より経済性を求めることができる。

建設時の安全性（坑道の力学的安定性）の確認は、施工中の作業および岩盤地下構造物としての坑道の安全性を確認するだけでなく、坑道周辺環境に及ぼす影響を把握することも含まれる。たとえば、地表面沈下や空洞掘削に伴う地下水位の低下、近接施工における他の構造物への影響などの観察・計測がそれに相当する。

②は、地下空洞の力学的安定性に注意を要するレベル、あるいは力学的安定性を確保するために地下空洞の補強が必要なレベルでの設計・施工上の対応を目的としたものである。とくに②では現施工区間での設計・施工上の対応を目的としている。

③は、既施工区間の情報および切羽前方の調査などから得られる情報を基に、次の段階で施工する区間の合理的な設計・施工に反映することを目的としている。

④は、対象とする岩盤地下空洞の設計・施工を通じて得た情報や知見などを、将来の類似した条件、施設の合理的な設計・施工を実現するための基礎資料として活用することを目的とするものである。

上述の観察・計測管理の目的はいずれも、研究坑道の設計・施工に合致するものと考えられる。とくに超深地層研究所研究坑道の建設においては、その過程で得られた情報や知見などは、5.2 で述べたように、将来の大深度地下における類似の施設の設計・施工に反映されていくことを考えると、一般の岩盤地下空洞に比べ、④の目的の比重は大きくなると考えられる。

長期に及ぶ安全性については、①の施工直後の計測管理による空洞の力学的安定性の確認とともに、空洞の計測管理を長期間継続することにより、超深地層研究所研究坑道の長期にわたる安全性が確認できる。

また、超深地層研究所の研究項目の1つとしての掘削による周辺地質環境への影響および試験環境管理のために、地下水位の変化、地下水質の変化、空洞周辺の透水係数の変化など、地質環境の変化を長期モニタリングすることが重要である。これについては第4章の調査研究項目で詳述されている。

岩盤地下空洞の観察・計測による力学的安定性の評価と支保仕様の妥当性の確認の流れの例（櫻井・朝倉、1986）を図 5.5-1 に示す。

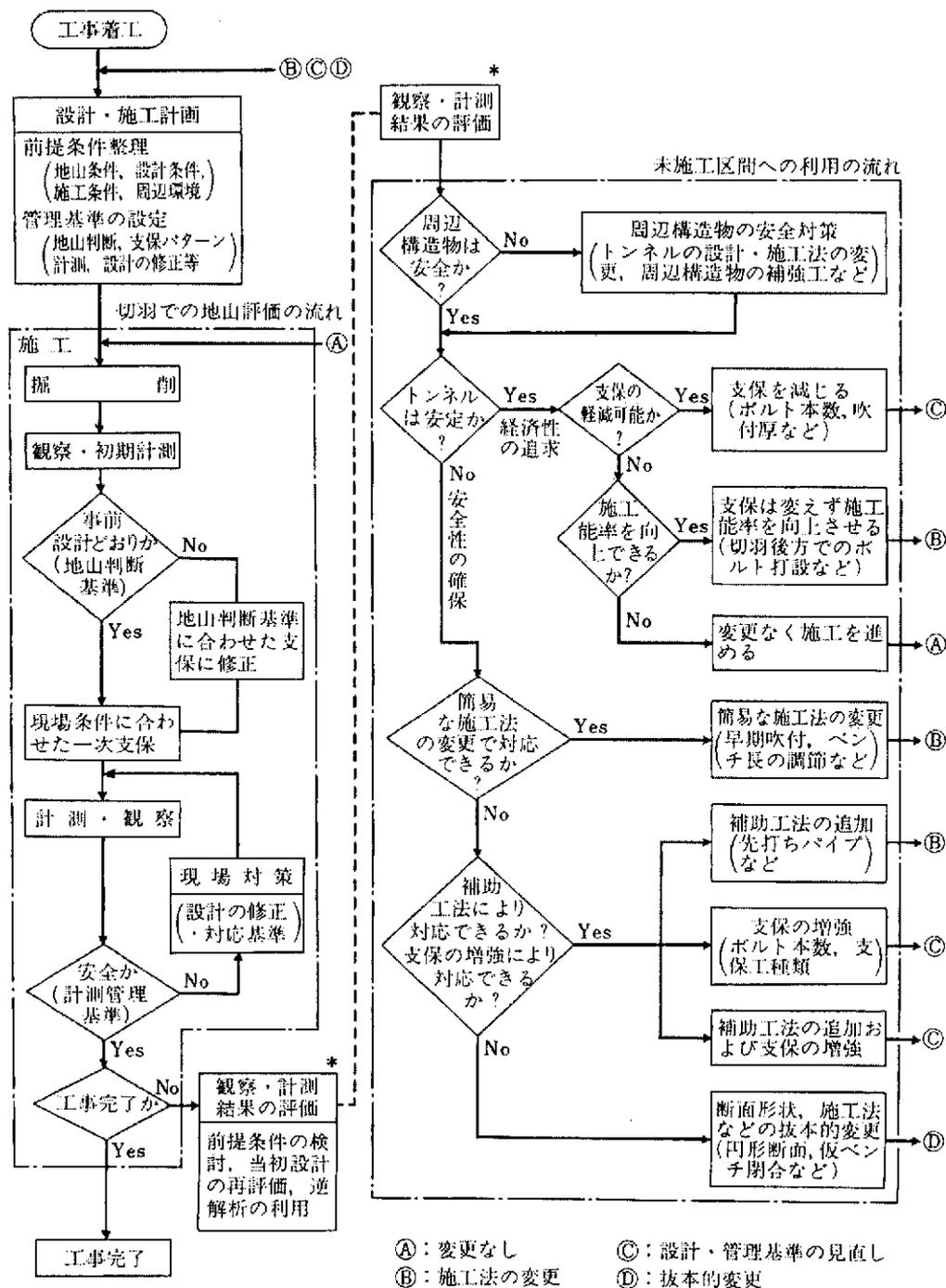


図 5.5-1 岩盤地下空洞の力学的安定性の評価とその利用の流れ (櫻井・朝倉、1986)

(2) 観察・計測項目および観察・計測方法

1) 観察・計測項目

岩盤地下空洞の観察・計測は、一般に、日常の施工管理のための項目（A 計測）と、地質環境条件などに応じて A 計測に追加して実施する項目（B 計測）に区分されることが多い（土木学会、1996a）。

A 計測は、坑道周辺岩盤および支保が異常な挙動をしていないか、安定しつつあるかなどの判断資料を得るために、岩盤や坑道の変形挙動に着目した項目を選定し、坑道延長方向に一定の間隔で実施する。

B 計測は、A 計測によって得られる坑道の変形挙動と周辺岩盤内部や支保の応力・変形挙動との関係を把握して、現状の支保構成が地質環境条件と適合しているかを判断し、以後の設計・施工に反映させることを目的として、代表的な断面を選んで実施する。

坑道および周辺岩盤を対象とした観察・計測項目としては、表 5.5-1 に示すように、

- ①地山と支保の安定性に関する観察
- ②地山物性に関する調査・試験
- ③地山とトンネルの挙動に関する計測
- ④支保機能に関する計測
- ⑤その他

の5つに大きく分けられる。また、地質環境条件に応じた主な観察・計測項目を表 5.5-2 に示す。

研究坑道の施工中の観察・計測項目を選定にあたっては、掘削に伴って展開される調査試験項目との関連を十分考慮する必要がある。

上述の事項を踏まえ、研究坑道の施工中に実施すべき項目を、表 5.5-1 から抽出したものを表 5.5-3 に示す。

表 5.5-1 坑道と周辺岩盤を対象とした主な観察・計測項目

分類	観察・計測項目	位置	対象となる事象	結果の活用	計測種別
地山と支保の安定性に関する計測	観察調査	坑内	・掘削面の地山および既施工区間の支保・覆工状況	・掘削面の安定性判断 ・地山区分の再評価 ・地山状況と地山挙動との相関性検討 ・今後の地山状況推定	A
		坑外	・地表の状態	・掘削影響範囲の検討 ・周辺地山の安定検討	A, B
地山物性に関する調査・試験	地山試料試験および原位置調査・試験	坑内	・地山試料試験：地山構成材としての物理・力学的性質	・地山区分の再評価 ・変形特性・強度特性検討 ・膨張性の検討 ・切羽安定性の検討	B
		坑内	・原位置調査・試験：地山としての物性・工学的性質	・地山条件の詳細確認 ・地山区分の再評価 ・切羽前方の地質予知 ・変形特性・強度特性検討	B
地山とトンネルの挙動に関する計測	内空変位測定	坑内	・壁面間距離変化	・周辺地山の安定検討 ・支保部材の効果検討 ・二次覆工打設時期検討	A
	天端沈下測定	坑内	・天端・側壁の沈下	・天端周辺地山の安定検討 ・脚部支持力検討	A
			・インバートの隆起	・インバート部地山の安定検討	A
	地中変位測定	坑内	・周辺地山の半径方向変位	・緩み領域の把握 ・ロックボルト長の妥当性検討	B
		坑外	・周辺地山の地中沈下 ・周辺地山の地中水平変位	・掘削以前からの地山挙動検討 ・地山の三次元挙動把握 ・切羽前方地山の安定検討	B
地表面変位測定	坑外	・沈下 ・地すべり	・掘削影響範囲検討 ・切羽前方地山の安定検討 ・地すべり挙動の監視	A, B	
支保機能に関する計測	ロックボルト軸力測定	坑内	・ロックボルト発生軸力	・ロックボルト長、本数、位置、定着方法等の妥当性検討	B
	吹付けコンクリート応力測定	坑内	・吹付けコンクリート応力 ・作用荷重	・吹付けコンクリート厚、強度の妥当性検討 ・鋼製支保工との荷重分担検討	B
	鋼製支保工応力測定	坑内	・鋼製支保工の応力、断面力	・鋼製支保工の寸法、建込みピッチの妥当性検討 ・吹付けコンクリートとの荷重分担検討	B
	覆工応力測定	坑内	・覆工コンクリート応力 ・鉄筋応力	・覆工コンクリートの安全性検討 ・覆工打設時期、設計の妥当性検討	B
その他	周辺構造物変位測定	坑内	・沈下 ・傾斜	・構造物への影響評価	A, B
	地下水位測定	坑内	・地下水位	・地下水対策工検討	B

(土木学会、1996a)

表 5.5-2 地質環境条件に応じた主な観察・計測項目

地山条件および区分		着目点	観察・計測項目											
			観 察 調 査	内 空 変 位 測 定	天 端 沈 下 測 定	地 山 試 料 試 験	原 位 置 調 査 ・ 試 験	地 表 面 変 位 測 定	地 中 変 位 測 定	ロ ック ボ ルト 軸 力 測 定	吹 付 け コン クリ ート 軸 力 測 定	鋼 製 支 保 工 体 力 測 定	覆 土 体 力 測 定	
硬岩・中硬岩地山	割れ目は少ない	岩塊の肌落ち	○	○	○									
	割れ目は多いが粘土を介在しない	岩塊の肌落ち 緩み土圧	○	○	○									
	割れ目が多く破碎されている	岩塊の肌落ち 緩み土圧・真の土圧 切羽の自立性	○	○	○				○	○				
軟岩	地山強度比は大きい	岩塊の肌落ち	○	○	○									
	地山強度比は小さい	緩み土圧 真の土圧	○	○	○	○			○	○				
	地山強度比は著しく小さい	緩み土圧 真の土圧 切羽の自立性	○	○	○	○	○		○	○	○	○		
土砂地山		緩み土圧 切羽の自立性	○	○	○	○		○	○					
膨張性地山		緩み土圧 真の土圧	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○

注 1) 土被りが小さい（おおむねトンネル掘削幅の2倍以下）トンネルでは上記項目に追加して、地表面変位測定を行う。
2) 構造物が近接するトンネルでは上記項目に追加して、構造物の沈下測定、地下水位測定を行う。

（土木学会、1996a）

表 5.5-3 研究坑道における観察・計測項目（案）

分類	観察・計測項目	種別	備考
地山と支保の安定性に関する計測	観察調査	A	調査研究における地質調査に加え、日常の観察が必要
地山物性にに関する調査・試験	地山試料試験および 原位置調査・試験	B	調査研究における岩盤力学試験を活用
地山とトンネルの挙動に関する計測	内空変位測定	A	調査研究試験項目以外に別途必要
	天端沈下測定	A	
	地中変位測定	B	
	AE計測	B	大深度地下で山はねの発生が想定されることから、調査研究試験項目以外に別途必要
支保機能に関する計測	ロックボルト軸力測定	B	支保を施す場合に、調査研究試験項目以外に別途必要
	吹付けコンクリート軸力測定	B	
	鋼製支保工体力測定	B	
その他	地表沈下	B	調査研究試験項目以外に別途必要
	地下水位測定	B	調査研究における水理試験を活用

注) 網掛け部は、研究坑道における調査試験研究以外に必要と考えられる項目を示す。

2) 観察・計測方法

表 5.5-1～表 5.5-3 からわかるように、坑道および周辺岩盤の観察・計測は、主として変形に関わる計測と地質観察であり、ついで支保応力の測定が加えられる。工事に支障を与えない範囲で坑道内において観察・計測可能な項目は限定されることと、応力・変形挙動が力学的安定性評価の基本となるということが特筆できる。

変形に関わる計測間隔、頻度、および測点の配置の例をそれぞれ表 5.5-5、表 5.5-6 および図 5.5-2 に示す。また応力などに関わる計測点配置の例を図 5.5-3 に示す。

表 5.5-4 天端沈下、内空変位の測定間隔の目安の例

条件 地山等級	坑口付近 (坑口より 50 m 間)	土被り小 ($2D$ 以下)	施工初期の段階 ¹⁾	ある程度施工の 進んだ段階(標準)
A,B,C	10 m	10 m	20 m	30 m ²⁾
D	10 m	10 m	20 m	20 m ³⁾
E	10 m	10 m	10 m	10 m

注 1) 施工の初期の段階とは、200 m 程度の施工が進むまでの段階。

2) 地山挙動が安定した場合には 50 m 程度までのばすことができる。

3) 地山挙動が安定した場合には 30 m 程度までのばすことができる。

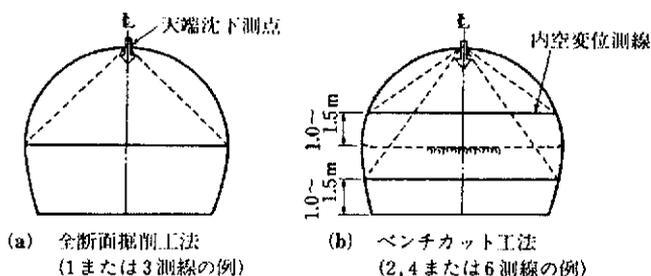
(土木学会、1996a)

表 5.5-5 天端沈下、内空変位の計測頻度の例

頻 度	測定位置と 切羽の離れ	変位速度	摘 要
2回/1日	$0\sim 0.5D$	10 mm/日以上	測定頻度は、変位速度より定まる測定頻度と切羽からの離れより定まる測定頻度のうち頻度の高い方を採ることを原則とする。
1回/1日	$0.5\sim 2D$	5~10 mm/日	
1回/2日	$2\sim 5D$	1~5 mm/日	
1回/1週	$5D$ 以上	1 mm/日以下	

注) D はトンネル掘削幅

(土木学会、1996a)



注 1) 水平測線(実線)は必ず実施するが、斜め測線(点線)は必要に応じて実施すればよい。

図 5.5-2 天端沈下、内空変位の計測点配置の例

(土木学会、1996a)

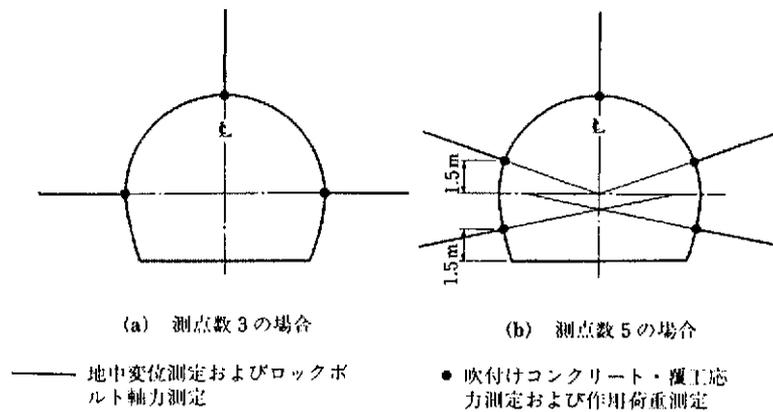


図 5.5-3 地中変位、支保工応力度などの計測点配置の例
(土木学会、1996a)

3) 管理基準値の設定方法

施工中の観察・計測によって坑道および周辺岩盤の力学的安定性および支保仕様の妥当性を評価・確認するためには、観察・計測で得られる数値に対して基準となる定量的な指標が必要となる。

前述したように、坑道内での力学的安定性評価に関連する観察・計測は、変形と応力であることから、変形に関する管理基準値および応力に関わる管理基準値の設定方法を以下に示す。

①内空変位、地中変位など

- ・限界ひずみに基づき限界の内空変位を算出し、この値を限界値として、その1/3の値をレベル1、その2/3の値をレベル2の管理基準値に設定する方法
- ・解析結果に基づき、安全率などを考慮して管理基準値を設定する方法

②支保工応力度、ロックボルト軸力など

- ・材料の許容応力度や降伏応力などを基に、安全率などを考慮して管理基準値を設定する方法

(3) 観察・計測結果を設計にフィードバックさせる方法

1) 概要

施工中の観察・計測結果に基づき、地質環境条件とそれに対応する当初設計の妥当性を評価・判断し、適切な修正を加えて、設計・施工に速やかに反映させることは、安全性を確保しつつ経済的な設計を実現するための設計→施工→設計変更のサイクルの中で重要な作業である。

観察・計測結果を設計・施工へ反映する手続きは、一般につきの2通りである（土木学会、1996a）。

第1は、日々の作業における安全管理と施工の合理化を主眼とするもので、管理基準を設けて判断するのが一般的である。管理基準として用いられる項目は、切羽および坑内の観察、施工中の地山および支保の挙動等が中心となる。管理基準の適用時は、1つの項目だけでなく、常にいくつかの管理項目を総合的に検討することが重要である。

第2は、地山条件よりみて、管理基準や当初計画が妥当なものであるか否かを判断するために、地山特性や支保機能を含めた総合的な検討を行う場合であり、坑内で各種試験を適宜実施し、妥当性を検証する。

研究坑道の場合には、特に後者の手続きが重要である。

設計・施工へ反映させるための具体的手順は次のとおりである。

- ①管理基準の設定
- ②施工に伴う観察・計測の実施
- ③観察・計測結果に基づく最終予測
- ④計測値・予測値と管理基準値の対比
- ⑤当初設計・施工の妥当性の検討
- ⑥必要に応じて管理基準等の見直し

上述のような設計・施工へのフィードバックの手順についての理解を深めるために、石油地下備蓄岩盤タンクでの例（土木学会、1996b）を表5.5-6に示す。これを事例として取り上げた理由は、岩盤タンクの空洞断面は研究坑道よりも大きいものの、軸方向に長く、併設空洞もあり、参考になると考えたためである。

表 5.5-6 弱層部における設計・施工へのフィードバックの例

項 目	内 容
計測結果の分析	① 弱層部の地質構造の把握 ② 計測データの分析 (将来の変位予測等)
↓	
弱層部岩盤物性の総合評価	① 逆解析による岩盤物性値の評価 ② 孔内載荷試験による岩盤物性値の評価
↓	
断面形状の検討	有限要素法による非線形弾性解析 (5 ケースの断面形状について)
↓	
空洞安定性の検討	① 逆解析による空洞安定性 ② 順解析 (NATMFEM) による空洞安定性 ③ 順解析 (REM) による空洞安定性
↓	
支保の健全性	① すべりおよび吊下げ (ロックボルト) に対する検討 ② 弾塑性理論解析による地山グランドアーチの健全性
↓	
施工管理基準の設定	新型断面の (1) 変位の収束 (2) 変状観察 (3) 内空変位量に関して管理基準を定める。

(土木学会、1996b)

2) 研究坑道における観察・計測結果の設計・施工へのフィードバックに関わる計画立案への反映

超深地層研究所研究坑道の掘削時には、種々の調査試験研究が展開されるため、表 5.5-3 に示した設計・施工管理を主眼とした観察・計測項目に加え、調査試験研究で得られる情報もあわせて、坑道および周辺岩盤の力学的安定性の評価ならびに支保仕様の妥当性の確認に活用し、設計・施工にフィードバックしていく必要がある。観察・計測のために必要な機器についても、同様に、重複を避け、調査試験研究で設置される計測機器と共用を図ることが重要となる。

これらのことから、調査研究計画、施工計画とあわせて、観察・計測およびその結果の設計・施工へのフィードバックの計画を立案する必要がある。

また、研究坑道で実施される調査試験研究の特徴を踏まえると、地震時の坑道周辺岩盤の力学的安定性と支保の健全性の評価を行うために、地震観測で設置する地震計からの信号で、変形と応力を連続的に計測するシステムなどの構築が提案できる。このようなシステムが構築できれば、地下深部において他に類を見ない計測システムとなる。

先行する坑道による割れ目帯の観察と、これに基づく解析を用いた力学的安定性の評価としては、たとえば、第二名神自動車道栗東トンネル (システム総合研究所、

2000) などでの例があげられる。これらを参考にすれば、研究坑道においては、平行した研究坑道が存在する区間、スパイラル坑道、無支保区間などで、割れ目帯での観察・計測に基づく、解析を用いた妥当性評価が適用可能と考えられる。

さらに、建設の進行に伴って観察・計測によりデータが蓄積されていけば、坑道周辺岩盤の力学的安定性と設計の妥当性を評価、確認するために実施する解析の手法に新たな方法を適用できるようになると考えられる。その一例を図 5.5-4 に示す。

建設スケジュール	MIU 計画着手時	第1段階	第2段階 前半	第2段階 後半
データの蓄積				
解析用パラメータなど	$c, \phi, E, \nu, q_u \dots$	同左 +コアの V_p , 原位置の v_p , 主要な断層・亀裂の幾何学的な分布	同左 +より詳細な亀裂の幾何学的な分布と力学特性	同左 +特異な力学挙動を示す部位における支配的な亀裂の幾何学的な分布と力学特性
解析手法	弾塑性理論解	弾塑性 FEM	クラックテンソル or MBC による FEM	UDEC or キープブロック解析
	弾性 FEM 解析			
解析結果のレベル	・計画、概念設計で支保工の概略仕様の設定に適用できる	・基本設計、実施設計で支保工仕様の設定に適用できる	・支保設計の妥当性の確認 (評価) ・評価結果によっては計測結果を設計にフィードバック (設計変更)	・支保設計の妥当性の確認 (評価) ・評価結果によっては計測結果を設計にフィードバック (設計変更)

図 5.5-4 建設の進行に伴うデータの蓄積と解析手法の展開の一例

第5章参考文献

Barton, N., Tunbridge, L., Loset, F., Westerdahl, H., Kristiansen, J., Vik, G. and Chryssanthakis, P. (1991) : Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern of 60m span, 7th. Int. Cong. on Rock Mech., pp.1073-1081.

大地羊三 (1984) : 耐震計算法入門.

電力土木技術協会編 (1986) : 電力施設地下構造物の設計と施工、pp.341-356.

土木学会 (1989) : 動的解析と耐震設計、第2巻、動的解析の方法.

土木学会 (1996a) : トンネル標準示方書「山岳工法編」・同解説、土木学会、pp.188-217.

土木学会 (1996b) : 大規模地下空洞の情報化施工、土木学会、pp.246-293.

土木学会構造工学委員会 (1989) : 材料特性の数理モデル入門、土木学会、p.45.

Goodman, R.E. and Shi G.H. (1989) : The Key Blocks of Unrolled Joint Traces in Developed Maps of Tunnel Walls, Int .J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.13, pp.131-158.

羽出山吉裕、大津宏康 (2000) : 不連続性岩盤の調査・解析と評価、不連続性岩盤における調査・解析事例 (応力変形問題、その4)、土と基礎、Vol.48、No.7、pp.35-40.

Itasca Consulting Group Inc. (1996) : Universal Distinct Element Code (UDEC) Ver.3.0 User's Manual.

Itasca Consulting Group Inc. (2000) : FLAC Ver.4.0 User's Manual.

核燃料サイクル開発機構 (1999) : わが国における高レベル放射性廃棄物遅延処分
の技術的信頼性 — 地層処分研究開発第2次取りまとめ — 総論レポート、JNC
TN1400 99-020.

今田徹 (1983) : NATM の支保理論、NATM の理論と実際、土木工学社、pp.10-20.

構造工学研究所、地震工学研究所 (1999) : SuperFLUSH/2D 使用説明書.

日本材料学会編 (1993) : 岩の力学 基礎から応用まで、丸善、pp.529-541.

Oda, M. (1982) : Fabric Tensor for Discontinuous Geological Materials, Soils and Foundation, Vol.22, No.4, pp.96-108.

Oda, M. (1984) : Similarity Rule of Crack Geometry in Statistically Homogeneous Rock Masses, Mechanics of Materials, Vol.3, pp.119-129.

小田匡寛 (1987) : 不連続性岩盤の力学へのアプローチ、土と基礎、Vol.35、No.3、
pp.29-34.

Oda, M., Hatsuyama, Y. and Ohnishi, Y. (1987) : Numerical Experiments on Permeability Tensor and It's Application to Jointed Granite at Stripa Mine, Journal of Geophysical Research, Vol.92, No.B8, pp.8037-8048.

Oda, M., Yamabe, T., Ishizuka, Y., Kumasaka, H., Tada, H. and Kimura, K. (1993) : Elastic Stress and Strain in Jointed Rock Masses by Means of Crack Tensor Analysis, Rock Mechanics and Rock Engineering, No.26 (2), pp.89-112.

櫻井春輔、朝倉俊弘 (1986) : NATM 計測入門 (3)、トンネルと地下、Vol.17、No.4、p.74.

清水建設株式会社、株式会社大林組、鹿島建設株式会社、大成建設株式会社 (1999) : 超深地層研究所 地下施設的设计研究[平成 10 年度]、核燃料サイクル開発機構 委託研究成果報告書、JNC TJ 1400 99-001 (1)、p.225.

城間博通、伊藤文雄 (2000) : 不連続性岩盤の調査・解析と評価、不連続性岩盤における調査・解析事例 (応力変形問題、その 3)、土と基礎、Vol.48、No.6、pp.47-52.

システム総合研究所 (2000) : 第 6 回不連続性岩盤解析実用化研究会.

鈴木健一郎、小田匡寛、藤原康政、征矢雅宏 (2000) : 不連続性岩盤の調査・解析と評価、不連続性岩盤における調査・解析事例 (応力変形問題、その 2)、土と基礎、Vol.48、No.5、pp.47-52.

谷本親伯 (1984) : NATM 1、森北出版、pp.161-172.

Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948) : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc.

Terzaghi, K. and Peck, R.B. 著、星埜和、加藤渉、三木五三郎、榎並昭 共訳 (1970) : 新版テルツァギ・ペック土質力学 応用編、丸善、p.255.

手塚昌信、瀬岡正彦、木梨秀雄、三上哲司、天野悟 (2000) : 不連続性岩盤の調査・解析と評価、不連続性岩盤における調査・解析事例 (応力変形問題、その 5)、土と基礎、Vol.48、No.8、pp.39-45.

土岐憲三 (1981) : 新体系土木工学 11、構造物の耐震解析.

土屋敬 (1985) : トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究、土木学会論文集 No.364/III-4、pp.31-40.

通商産業省資源エネルギー庁、新エネルギー財団 (1987) : 中小水力標準化モデルプラント設計調査報告書、トンネル設計施工合理化に関する設計調査、小断面水路トンネル NATM 設計・施工マニュアル (案)、昭和 61 年度、pp.27-29.

吉田秀典、堀井秀之 (1996) : マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模地下空洞掘削の解析、土木学会論文集、No.535/III-34、pp.23-41.

吉岡尚也、木梨秀雄、道廣一利、谷本親伯 (1999) : 鏡止めボルトによるトンネル切羽面の補強効果、土木学会論文集、No.638/III-49、pp.389-394.

6. 施工対策技術に関する事前調査・実施方法・効果の確認方法の検討

6.1 検討概要

第1段階で得られた地質環境データに基づき、研究坑道掘削に際して遭遇する可能性のある事象を抽出し、研究坑道での発生場所を検討した。

遭遇する可能性のある事象に対し、既往の事前予知方法と対策技術のまとめを行い、その上で超深地層研究所研究坑道における具体的対応方法の検討を実施した。

6.2 地質環境データに基づく遭遇事象の抽出

6.2.1 突発湧水

MIU-2の水圧分布は図6.2-1に示すように深部の断層付近以外ほぼ静水圧分布を示しており、突出する高水圧部分を見出すことはできない。

また、透水係数は、図6.2-2に示すように $10^{-6} \sim 10^{-8} \text{ m/sec}$ 程度で、著しく透水性の高い部分を見出すことはできない。

しかしながら、代表割れ目調査結果によって研究坑道が貫く透水性の割れ目18箇所が予測されており、その中でボーリング掘削時の逸水および流体検層で異常が認められた透水量係数が $10^{-5} \text{ m}^2/\text{sec}$ 以上の地点は6箇所である。このうち特に注意が必要となるのは次の位置とされている。

- ・ 深度88m付近（不整合付近）
- ・ 深度223m付近（主要な水みち）
- ・ 深度266m付近（主要な水みち）
- ・ 深度900m付近（断層近傍の水みち）

これらの部分を通過する立坑掘削時に注意を要する。

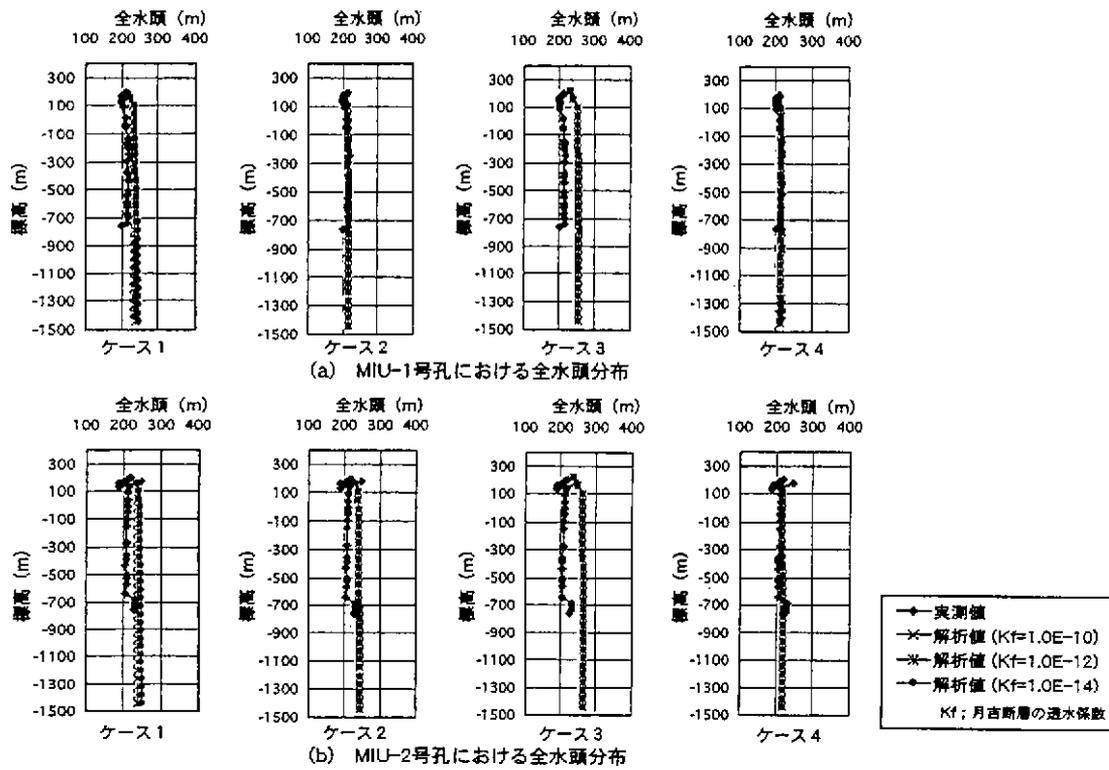


図 6.2-1 全水頭分布

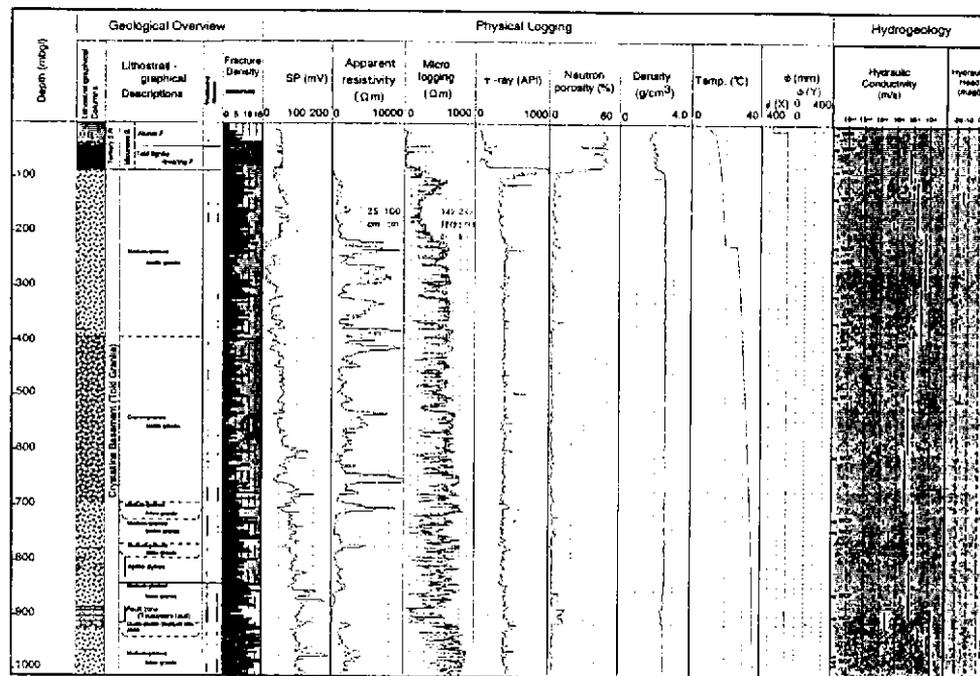


図 6.2-2 透水係数分布

6.2.2 山はね

山はねはトンネル掘削時に岩盤の一部が大きな音響を伴って岩片が飛散する現象であるが、発生のメカニズムは詳細に解明されていない。山はね地山に共通する特徴をまとめると次のとおりである。

- ① 一般に石英閃緑岩、片麻岩等を主体とする堅硬で節理やシームの少ない塊状岩盤、あるいは規則的で顕著な節理が発達しているが密着する岩盤
- ② 一軸圧縮強度が 100~200MPa 以上の岩石
- ③ 静弾性係数が 30~50GPa 以上の岩石
- ④ 圧縮強度/引張強度で示される脆性度が 15~20 以上の岩石
- ⑤ 水平方向の応力が卓越する岩盤（トンネルの土被りが概ね 800~1,000m 以上で多発するが、水平応力が卓越する地山では小さい土被りでも発生する。）
- ⑥ 湧水の見られる箇所では山はねは発生しない（地下水が流出する程度の開口節理が存在すると応力が岩盤に伝達されにくいと考えられるため）
- ⑦ 大規模節理や断層の前後
- ⑧ ボーリングコアにディスクリング現象が認められる岩盤

研究坑道に現れる花崗岩も上記の山はね発生の岩種と同種のものである。

亀裂の状況としてBTVにより検出された亀裂を深度 50m 区間毎にまとめたものが図 6.2-3 である。これによると深度 300~700m 間は比較的亀裂の少ない区間と判断される。

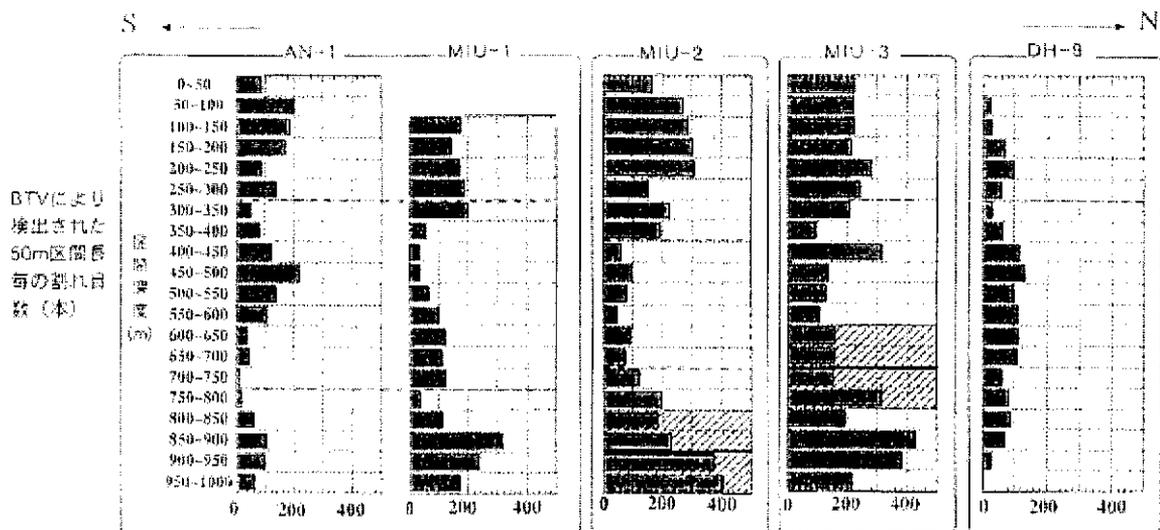


図-7 AN-1号孔及びMIU-1号孔 図-8 MIU-2号孔 図-9 MIU-3号孔 図-10 DH-9号孔

図 6.2-3 区間長毎の割れ目数

岩石の一軸圧縮強度は図 6.2-4 の室内物性試験中に示すように 100~300MPa の範囲にある。

静弾性係数も図 6.2-4 に示すようには、ほとんどが 30GPa 以上である。

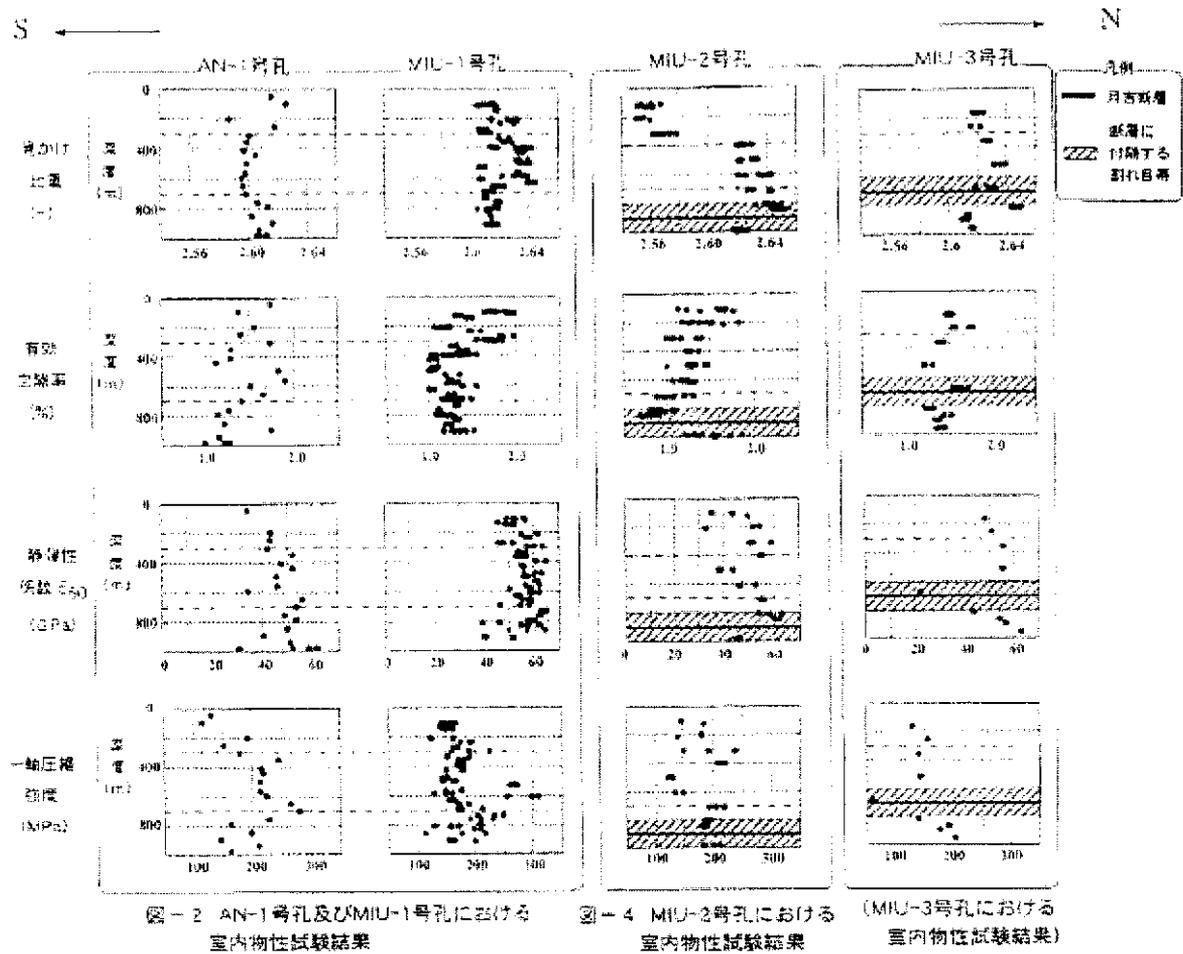


図 6.2-4 室内物性試験結果

地圧については、AN-1, MIU-2, MIU-3 で水圧破砕法による水平面内の主応力値と方向の評価が行われている。測定結果は図 6.2-5 に示とおりで、応力値の深度方向の分布は一樣となっていない。最大主応力に着目すると、3 孔それぞれの深度 500m 前後及び AN-1 の 900m 付近で土被り圧よりかなり大きくなっていることが認められる。

なお、今回の水圧破砕法による地圧測定は 50m ないし 100m の深度ごとのサンプリングによるもので、局所的に土被り圧に対する最大主応力がかなり大きくなる部分が上記以外にも存在する可能性がある。

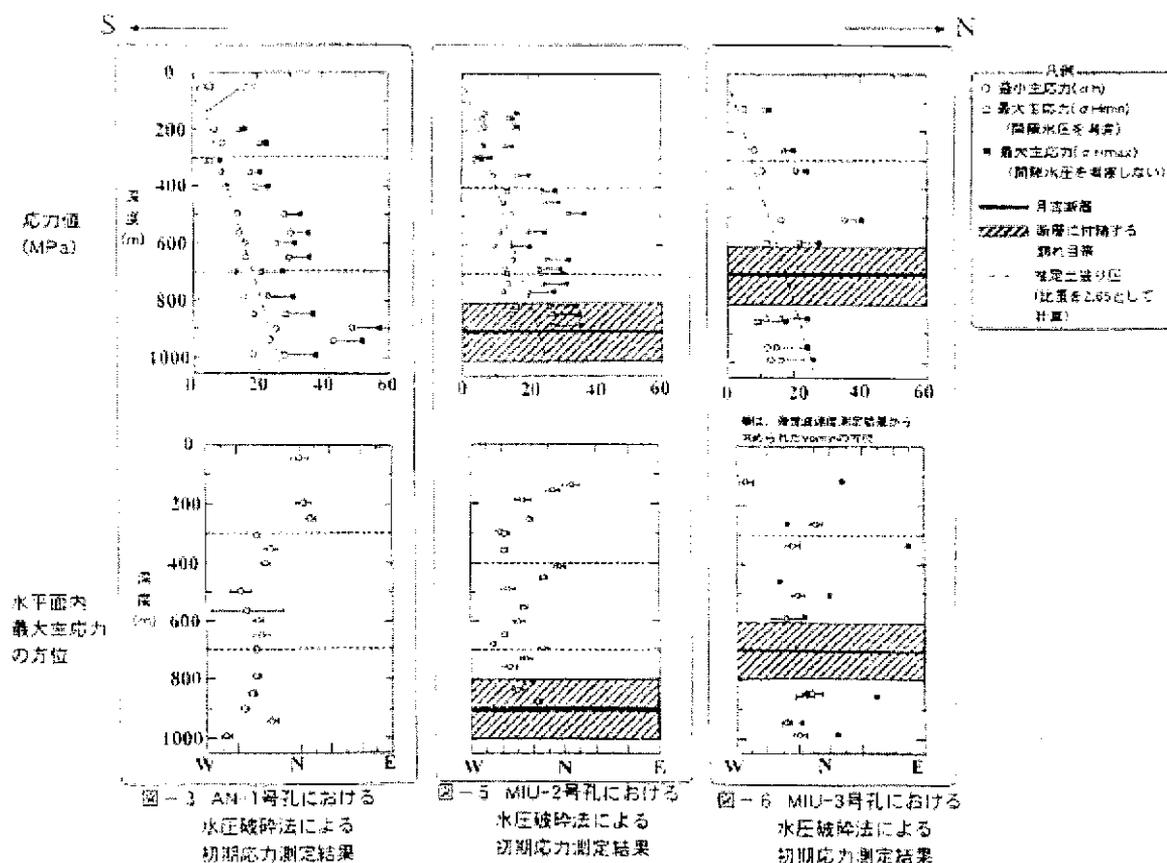


図 6.2-5 初期応力測定結果

MIU-2 孔の柱状図によるとコアのディスクング現象が記載されているのは、比較的深度の浅い 314.56~315.61m 及び 341.50~341.63m の 2 箇所のみである。

以上から判断すると、深度 300m より深い部分において山はねが発生する可能性を有している。このため、深度 300m より深い立坑と換気立坑、中間ステージ坑道及び最深ステージ坑道を対象とする。

6.2.3 壁面の変形・剥離・崩落

研究坑道の壁面が変形・剥離・崩落する可能性がある部分は、亀裂の発達する区間や断層部などの地質不良部、多量の湧水を伴う部分などにおいて考えられる。MIU-2ボーリングの柱状図を詳細に見直すことによりこれら区間をある程度確認することも可能であろうが、極めて局所的で評価できない部分も数多くあるものと考えられる。

このため、壁面の変形・剥離・崩落が発生する可能性のある部分としては、立坑、換気立坑及び予備ステージ、中間ステージ、最深ステージ坑道の研究坑道全域を対象とする。

6.2.4 地温

MIU-2での温度検層結果によると、孔内水温の状況は深度に伴って上昇している。深度 88m 以深の花崗岩部分についてみると、深度 226m 付近で 19°C程度から 26.5°Cまで急激な上昇が認められたり、深度 948m 付近でもアノマリーが認められるが、比較的なだらかな地温勾配を示している。226m 以深の平均地温勾配は 0.13°C/10m 程度であり、火山地帯などを除く通常地域の平均地温勾配 0.2~0.3°C/10m と比較してもかなり低い値である。このことから判断すると、研究坑道の掘削によって熱水が湧出する可能性はないものと思われる。

しかしながら、孔底（深度 1012.3m）における温度は 36.6°Cとなっており、労働安全衛生法による坑内温度の目安は 28°C以下であることから、これを越える可能性のある深度 650m 以深においては留意する必要がある。

6.3 既往の施工事例

6.3.1 突発湧水

(1) 青函トンネル¹⁾

青函トンネル海底部の地質状況から断層破碎帯付近と本州の火山岩質の岩脈には多量の湧水があり、例として本州方竜飛斜坑 1223m 付近の異常出水（最大湧水量 11 t/分）と、北海道方作業坑 3509m 付近の異常出水（最大 12 t/分）があげられる。

また、岩脈部の湧水が多量であることを示す例として、本州方竜飛斜坑 3690m 付近の異常出水（最大湧水量 11 t/分）と、北海道方作業坑 4588m 付近の異常出水（最大 70 t/分）があげられる。

湧水圧はほぼ海水面からの水頭に近い水圧となっており、最高水圧は 25kgf/cm^2 にもおよび非常に高圧である。湧水の供給起源はトンネル上の海水であり、湧水は尽きることなく恒常的である。

青函トンネルでの止水は、図 6.3-1 に示すようなグラウトを基本とした。

カバーリングはトンネルの横断方向にどの程度の領域をグラウトしたかを示すもので、断層破碎帯部でトンネル掘削半径（R）の 3～4 倍、普通部で 2.5～3 倍とした。

トンネル進行方向には、第 1 から第 2, 第 3 の順に 3 ステージで注入を行った。この注入完了後に次回のグラウトのためにカバーロック 15m 分を残してトンネルを掘削した。これを繰り返し行い、トンネルを進行させた。なお、3 ステージでのグラウト長はカバーロックから先の 50m である。

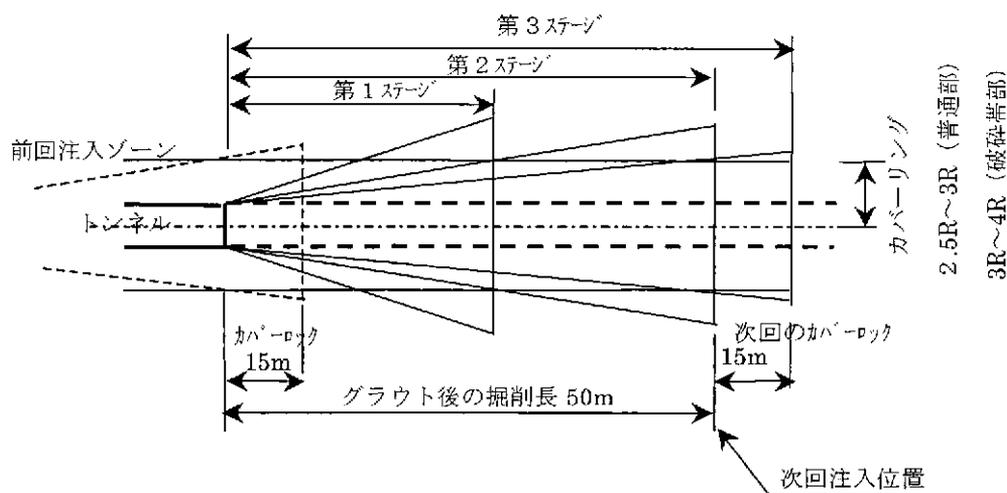


図 6.3-1 青函トンネルにおけるグラウト概要

(2) 安房トンネル²⁾

① 熱水帯の施工

TD565m地点で湧水温度が 73°C 、孔口湧水量 $1.03\text{m}^3/\text{min}$ 、湧水圧 9.0kgf/cm^2 であり、補助工法として止水と地盤改良を兼ねた薬液注入工法を採用した。

高熱水帯における薬液注入工法の施工方法が確立されていなかったため、試験施工、室内実験を行い比較検討した結果、高温温泉水に対する注入効果は、セメントペースト系の注入材より水ガラス系の LW（懸濁液型水ガラス系注入材）の方が優れており、さらに止水効果を高めるためには LW とシリカゾルの混合注入が必要であることが明らかになった。

LW 工法は「不安定水ガラス工法」と称され、薄いケイ酸塩溶液をセメント懸濁液であらかじめ処理し、一定時間経過した後、不安定となった溶液を沈殿物の上澄みから採り、これを地盤の中に注入する工法である。水和によって生ずるゲルは一定時間経過後規則的に形成される。LW とはこの「不安定水ガラス」の意味で独語の Labiles Wasser Glas の略である。

安房トンネルの施工で用いた LW の配合を表 6.3-1 に示す。LW には、表 6.3-1 に示すように LW-1 号と LW-2 号がある。

表 6.3-1 注入材料配合表 (1m³ 当り重量) 単位 : kg

	水ガラス	セメント	ベントナイト
LW-1	350	250	—
LW-2	350	250	25

LW-1 号は、水ガラス（ケイ酸ナトリウム $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ ）とポルトランドセメントを使用するものである。

LW-2 号は、LW-1 号にベントナイトを適量加えたものである。一般に水ガラスによって生成されたゲルは強度が小さいことから、セメント懸濁液と水ガラスとを混合しセメント粒子の沈降を防ぐために、ベントナイトを使用する。

これら配合でのゲルタイムは 1 分程度であり、単管ロッドを使用する場合ポンプ圧送中に固化するかロッド先端でゲル化した状態で注入され、空隙に注入材が入らない可能性がある。また、二重管ロッドを使用する場合は、ロッド先端より薬液が吐出されてから固化までの時間は正規のゲルタイムを確保できるが、断層に対して十分な充填ができるかどうかの問題はある。

注入材料の選定に当たっては、次のことに留意し選定する必要がある。

- a. 地盤への浸透性がよいこと。
- b. 高い固結強度が得られること。
- c. 不透水性の緻密で安定した固結層が得られること。
- d. ゲルタイムの調節が容易であること。
- e. 人体、植物等に無害であり、しかも環境を汚染しないこと。

注入方法は、青函トンネルと同様にステージごとに行い、一つのブロックの注入が終わると、カバーロックの分を残してブロックの掘削を行う方法をとった。

注入範囲については、一般には掘削径の 2 倍であるが、相当破碎された粘板岩であること、湧水圧も最高 9kgf/cm² 程度であることから、3 倍とした。掘削後

の漏水は 1m あたり 5~10 l/min であった。

② 低速度帯の施工

低速度帯の湧水対策としては、薬液注入工法により止水を行う方法と水抜き工法により掘削が可能となるまで地下水位を低下させる方法が考えられたが、22kgf/cm²の高水圧下で延長約 700m にわたって注入を行うには莫大な費用と日数が必要となるため、低速度帯の掘削には主として水抜き工法を採用し、補助工法として薬液注入工法を行った。

(3) 高湧水部における注入実績

青函トンネルと安房トンネルを含めた高湧水部における注入実績を表 6.3-2 に示す。

表 6.3-2 高湧水部における注入実績

トンネル名	地質	湧水圧力	湧水量	施工法	施工期間
青函トンネル	安山岩溶岩 凝灰角礫岩 砂質泥岩	2.4~2.7Mpa	多量	切羽から薬液注入 (LW)	
丹那トンネル	頁岩、凝灰岩		210m ³ /min	切羽からセメントミルク注入	
新神戸トンネル (第 2 六甲トンネル)	花崗閃緑岩	2.0Mpa	12m ³ /min	切羽から薬液注入 (LW)	70m 間の帯水層突破に 7ヶ月
東北新幹線 蔵王トンネル	安山岩溶岩	0.6Mpa	2m ³ /min	切羽から薬液注入 (LW II号、MI-I号)	100m の破碎帯突破に約 1年
上越新幹線 中山トンネル	凝灰角礫岩	2.0Mpa	190m ³ /min	直上 360m から薬液注入 (セメントミルク、LW)	坑道閉塞注入以来約 13ヶ月の坑外注入
国道 150 号 安房トンネル	砂岩、粘板岩	0.9Mpa	7.2m ³ /min	切羽から薬液注入 (LW)	昭和 59 年度 36m 昭和 60 年度 72m の掘削
山陽新幹線 福岡トンネル	緑色片岩	1.5~2.0Mpa	5~8m ³ /min	切羽から薬液注入、セメントミルク注入	調査ボーリングから注入完了まで 2ヶ月
万之瀬川導水路トンネル	砂岩、頁岩	2.5Mpa	2.5~5.1m ³ /min	切羽から薬液注入 (LW)	一ヶ所 (21m~41m) 45 日~130 日の注入

6.3.2 山はね

山はねが発生したトンネルの施工例を表 6.3-3 に示す。その中で顕著な発生状況は次のとおりである。

(1) 雁坂トンネル³⁾

- ① 花崗閃緑岩において発生している。
- ② 切羽面に節理や亀裂がある程度あって、岩自体が堅硬である場合に多く発生している。
- ③ 湧水のほとんどないところで発生しており、湧水のあるところでは発生していない。
- ④ 山はね箇所は、切羽天端部で発生することが多く、鏡部は数回であった。
- ⑤ 断層らしき湧水帯の前でより頻繁に発生している。
- ⑥ 発破直後がもっとも激しく、時間とともに減少し、おおむね 2 時間ほどで収まるものが多いが、長いものは 2 日ほど断続的な山はね・山鳴りが続く場合もあった。
- ⑦ 土かぶりが約 200m 以上の地点で発生している。

(2) 関越トンネル⁴⁾

- ① 花崗閃緑岩で頻発し、ホルンフェルス内においては発生していない。
- ② 土被り約 730m、最も浅いところは 230m。
- ③ 発破直後に発生。
- ④ 土被りが大きいからといって、規模、頻度が大きくなることはない。
- ⑤ 石英閃緑岩で頻発、ホルンフェルス内での発生はない。
- ⑥ 切羽は数本の規則的で顕著な密着した節理が発達し、岩相は均質一様な場合であることが多く、節理や亀裂が細かく数多く現れるとき、また節理がほとんどなく塊状になると山はね少なくあるいは発生しない。
- ⑦ 切羽での発生が多く、後方、側壁での発生は極めて少ない。
- ⑧ 湧水のあるところでは発生していない。
- ⑨ 飛石の大きさは種々であるが、扁平である。

(3) 大清水トンネル⁵⁾

- ① 亀裂の少ない石英閃緑岩あるいはホルンフェルスの区間で発生。
- ② 湧水のほとんどないところで発生しており、湧水のあるところでは発生していない。
- ③ 切羽側壁部肩付近と鏡部からも全面的に発生した。
- ④ 一時的に激しくはね出た山はねも時間経過によって剥離程度になる。
- ⑤ 土被りは 500m から徐々に起こり、800m～1100m の区間で多く発生した。

表 6.3-3 山はねの発生したトンネル施工例⁶⁾

トンネル名 (線名)	トンネル延長 (m)	地質	掘削断面積 (m ²)	施工法	支保工	覆工コンクリート厚さ (cm)	山はねの発生状況と位置	山はね対策工
清水 (上越線)	9,702	花崗岩 石英閃緑岩 花崗閃緑岩 ホルンフェルス	在来線単線 30.0	底設導坑先進 上半逆巻工法 (矢板工法)	・松丸太、松板	コンクリート+ロック練積 30	・土被り 1000m 程度以上 ・底設導坑側壁	・待機時間
新清水 (上越線)	13,490	石英閃緑岩 花崗閃緑岩 ホルンフェルス 花崗岩	在来線単線 35.4	全断面掘削工法 (矢板工法)	・鋼製支保工 (H150) ・ロックボルト	30	・土被り 500m 程度以上 ・側壁	・10kg レールと矢板、鋼製支保工(H100,125)と矢板による天端、側壁防護 ・待機時間
大清水 (上越新幹線)	22,221	花崗岩 花崗閃緑岩	新幹線複線 85.4	全断面掘削工法 (矢板工法)	・鋼製支保工 (H200) ・ロックボルト	50	・土被り 500m 程度以上 ・切羽天端～側壁 ・切羽後方 20m 程度の天端～側壁	・ロックボルト ・落石防止網 ・鋼繊維補強吹付けコンクリート ・待機時間
関越 (関越自動 車道)	10,926	石英閃緑岩 ホルンフェルス	84.2 (2車線ロック ボルト断面)	全断面掘削工法 (矢板工法)	・ロックボルト金網	40	・土被り 750m 程度以上 ・鏡	・一掘進長の短縮(1.5～3m から 1.2m) ・鏡打ちロックボルト(l=3m、 22本/断面と防護ネット ・支保工をロックボルトから鋼 製支保工と矢板に変更 ・待機時間の設定(AE計測を試 験的に採用)
			85.0 (2車線)		・鋼製支保工 (H200)	45		
	11,020	石英閃緑岩 ホルンフェルス	85.0 (2車線)	全断面掘削工法	・ロックボルト (L=3m) ・吹付けコンクリート (t=5cm)	30	・土被り 300m 程度以上 ・鏡、天端～側壁	・一掘進長の短縮(2.5 から 1.5m) ・吹付けコンクリートを SFRC に変更 ・鏡吹付けコンクリート(t=5cm) ・鏡打ちロックボルト(l=3m、 22本/断面 ・待機時間の設定(AE計測) ・点数評価(AEと切羽観察)に よる対策工の採用
雁坂 (国道 140 号 線)	6,645	花崗閃緑岩 ホルンフェルス 砂岩 粘板岩	60.0 (2車線)	補助ベンチ付き 全断面掘削工法	・ロックボルト (L=3m) ・吹付けコンクリート ・鋼製支保工	30	・土被り 300m 程度以上 ・天端～側壁	・鋼繊維補強吹付けコンクリート (t=10～15cm) ・プリキャストのロックボルト(L=3m) ・鋼製支保工(H150) ・待機時間の設定(AE計測) ・点数評価(AEと切羽観察)に よる対策工の採用

6.3.3 壁面の変形・剥離・崩落

(1) コンクリートの劣化

コンクリート構造物は、設計、セメント、骨材及び鋼材などの材料、さらに施工や維持管理、外的環境の影響を受けて品質が変化するため、コンクリート構造物の耐久性の確保とコンクリートの剥落による第三者被害を防止することが重要である。コンクリート劣化要因を表 6.3-4 に示す。

表 6.3-4 コンクリート劣化要因⁷⁾

資料	調査項目	注意すべき項目や条件	考えられる劣化要因
設計に関する資料	部位・部材の寸法	部材寸法が小さく水分の供給が多い場合	凍害 アルカリ骨材反応
	荷重条件など	活荷重や振動が卓越する場合	疲労 摩擦・振動による劣化
		熱・温度作用を受ける場合	熱・温度作用による劣化
	コンクリートの圧縮強度	荷重条件によるひびわれの発生	各種の劣化
		低強度の場合、有害物質の浸透性が高い	塩害、中性化、アルカリ骨材反応などの各種劣化
	鉄筋のかぶり	環境条件が厳しい場合	塩害、中性化、化学的コンクリート腐食
配筋状態	ひび割れ幅などに影響を与える	各種の劣化	
施工に関する資料	コンクリートの配合	水セメント比が大きい場合	塩害、中性化、化学的コンクリート腐食
		単位セメント量が多い場合	塩害、中性化、化学的コンクリート腐食、乾燥収縮
		空気量が適切でない場合	凍害
	使用材料（セメント、骨材）	単位セメント量が大きい場合	熱・温度作用による劣化
		混合セメントを使用	中性化
		反応性骨材の使用	アルカリ骨材反応
	フレッシュコンクリートの状態	海砂の使用	塩害
		スランプが大きすぎる場合	塩害、中性化、化学的コンクリート腐食、乾燥収縮
	打込み方法	空気量が適切でない場合	凍害
		不適切な打ち込みにより、分離や豆板が発生した場合	塩害、中性化、化学的コンクリート腐食
		不適切な施工目地によりひび割れが発生した場合	熱・温度作用による劣化 乾燥収縮
	養生方法	コールドジョイントなど	
十分な養生が行われていない場合	塩害、中性化、化学的コンクリート腐食		
施工時に確認された損傷の補修	適切な補修が行われていない場合	さまざまな劣化を促進させる	
環境条件などに関する資料	海岸からの距離	海岸付近あるいは海岸に近い	塩害
	水分の供給	水分の供給が多くしかも寒冷地	凍害
		水分の供給が多く反応骨材を使用している場合	アルカリ骨材反応
	外気温	凍結融解作用を受ける地域	凍害
		寒冷地での凍結防止材の使用	塩害
	地域性・使用目的	温泉地	化学的腐食
工業地帯・都市部		中性化、化学的腐食	
下水道施設		化学的腐食	

(2) 補修工法

コンクリートの補修工法は、表 6.3-5 に示すように大きく注入・充填工法、断面修復工法、表面保護工法、防錆工法に分類される。

表 6.3-5 コンクリート補修工法の分類⁷⁾

大分類	中分類	概要	主な使用材料
注入・充填工法	高圧注入工法	ひび割れへの補修材料を機械または手押しポンプを用いて高圧(0.5N/mm ² 程度以上)で注入する工法	エポキシ樹脂、ウレタン樹脂、アクリル樹脂、セメント系注入材、ポリマーセメント系注入材
	低圧注入工法	ひび割れへの補修材料の充填をゴムの弾性復元力を利用するなどにより低圧(0.5N/mm ² 程度以下)で注入する工法	エポキシ樹脂、ウレタン樹脂、アクリル樹脂、セメント系注入材、ポリマーセメント系注入材
	U(V)カット工法	ひび割れに沿って、断面がUまたはV型になるよう10mm程度の幅でカットし、そこに補修材料を充填する工法。通常0.5mm以上の比較的大きなひび割れに適している。	エポキシ樹脂、シリコン系樹脂、ゴム系樹脂、セメント系材料、ポリマーセメント系材料
断面修復工法	打替工法	修復断面が広範囲で大きい場合に使用される工法。劣化コンクリートを除去した後、新たにコンクリートまたはモルタルを打設する方法	コンクリート、無収縮モルタル、ポリマーセメント系材料
	吹付け工法	修復断面が広範囲で大きい場合に使用される工法。劣化コンクリートを除去した後、新たにコンクリートまたはモルタルを吹付ける方法	コンクリート、無収縮モルタル、ポリマーセメント系材料、各種短繊維
	パッチング工法	修復断面が広範囲で小さい場合に使用される工法。断面修復の下地処理後、修復に見合った材料をヘラ、コテなどで押し付け断面を修復する工法	無収縮モルタル、エポキシ樹脂系材料
	プレキャスト工法	修復断面が比較的大きい場合に使用される工法。劣化コンクリートを除去した後、型枠を設置し、修復部への粗骨材の充填、注入材の充填、養生脱型の順で行われる。	無収縮モルタル、ポリマーセメント系材料
表面保護工法	表面被覆工法	コーティング、ライニング、吹付けなどによりコンクリート表面に塗膜や層を形成したり、コンクリート表面をシート状の材料で覆い、劣化因子を遮断する事により耐久性を付与する方法。	セメント系材料、ポリマーセメント系材料、有機系樹脂材料
	表面処理工法	表面のコンクリートを改質することで耐久性を付与する方法、ひび割れの表面のみを覆う方法。	浸透性塗布防水材、含浸材、無機系材料、塗膜弾性防水材
	埋設型枠工法	断面修復時の型枠材に高耐久な埋設型枠を使用し、型枠をそのまま残し、型枠で劣化因子を遮断する事により耐久性を付与する方法。	埋設型枠(ポリマーセメント系材料、各種短繊維)
防錆工法	防錆工法	防錆材料を鋼材に塗布したり、防錆材料を混入した材料で鋼材を覆うことにより鋼材の防食効果を高める工法。	錆転換型防錆材料、樹脂系防錆材料、ポリマーセメント系防錆材料
	電気化学的工法	電気化学的手法により内部鉄筋の防食を行う工法(電気防食工法)。コンクリート内部に含まれる塩分の除去、中性化したコンクリートの再アルカリ化などを通電により行う工法も含む。	陽極材(白金メッキタン線、メタンメッシュ、亜鉛板)、導電性塗料
その他	打継工法	コンクリート打設面を改質したり、接着性を高めたりすることで新旧コンクリートの一体化を図り、打継部の耐久性を高める方法。	凝結遅延材、各種接着剤
	その他	上記分類にあてはまらない工法	

6.3.4 地温

安房トンネル⁸⁾では岩盤の温度が坑口付近から急激に上昇し、650m の地点で 75℃の最高温度に達し、坑口から 1200m の地点でも 50℃を記録した。

発破用火薬は、岩盤温度 70℃を超える区間は耐熱用火薬を使用し、その他の区間は普通の火薬を使用した。

施工に際しては、常に探りボーリングを実施し、地山の状態や水・火山性ガスなどから作業員が極力離れて作業できるよう、削岩は全自動油圧削岩機で行い、吹付けも吹付け台車から遠隔操作で行えるようにした。

岩盤や覆工部分を冷却して良好な坑内作業環境を確保するためには、最大 2400m³/min の送風管を設置し、送風量を増大させることで対応した。

発破後のズリ出し時において、ズリからの発熱により作業環境が悪化したことから、さらに冷水散布を追加して行った結果、かえって湿度が上昇し作業環境の悪化を招いたため、冷水は粉塵防止程度の散布とした。

二次覆工コンクリートの耐久性については、普通セメント、高炉セメント B 種、中庸熱セメント、中庸熱セメント+フライアッシュの 4 種類について比較検討した結果、高炉セメント B 種はほとんど侵食を受けず、温泉水に対する耐久性が優れていることが明らかになった。

6.4 超深地層研究所研究坑道における施工対策技術の検討

6.4.1 突発湧水

(1) 突発湧水の予知方法

突発湧水の予知方法としては次の方法が考えられる。

- ① 地上からの調査 (省略)
- ② 代表割れ目調査における探りボーリング
- ③ トンネル切羽前方および周辺地山地震探査 (T S P 探査システム)

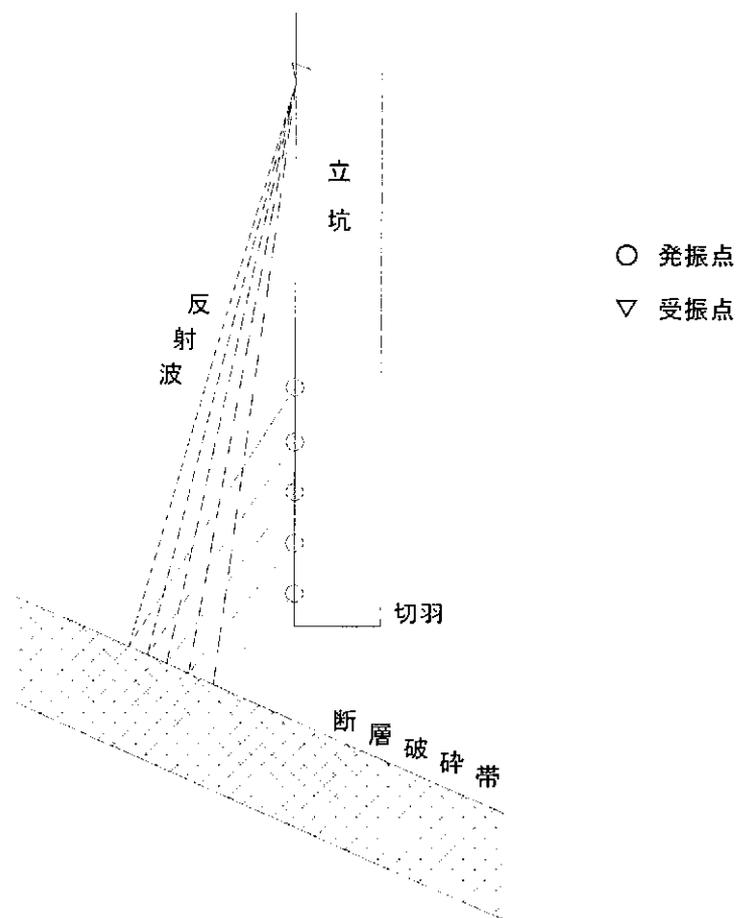


図 6.4-1 T S P 探査システムの概念図

(2) 突発湧水の対策工

トンネルにおいて、通常実施される地下水対策工法は以下に示す地下水位低下工法、止水工法および両工法の併用である。

① 地下水位低下工法

トンネルにおいては、切羽の安定、地質条件の確認、吹付けコンクリートの剥離防止、ロックボルト孔の保護と充填モルタルの流出防止、作業能率の向上、および覆工コンクリートにかかる高圧水の低減などを目的として、地下水位低下工法が採用されている。

代表的な地下水位低下工法は水抜きボーリング工法および水抜き導坑（迂回坑）がある。

② 止水工法

止水工法には注入工法、圧気工法、凍結工法等があるが、一般的な工法は注入工法である。

一般に湧水量が $20\text{l}/\text{min}$ 程度になると掘削の作業効率が低下し、掘削可能な湧水量は約 $500\text{l}/\text{min}$ 、さらに $1\text{m}^3/\text{min}$ を超えると止水工事等の対策工が必要とされている。

止水の概念を図 6.4-2 に示す。

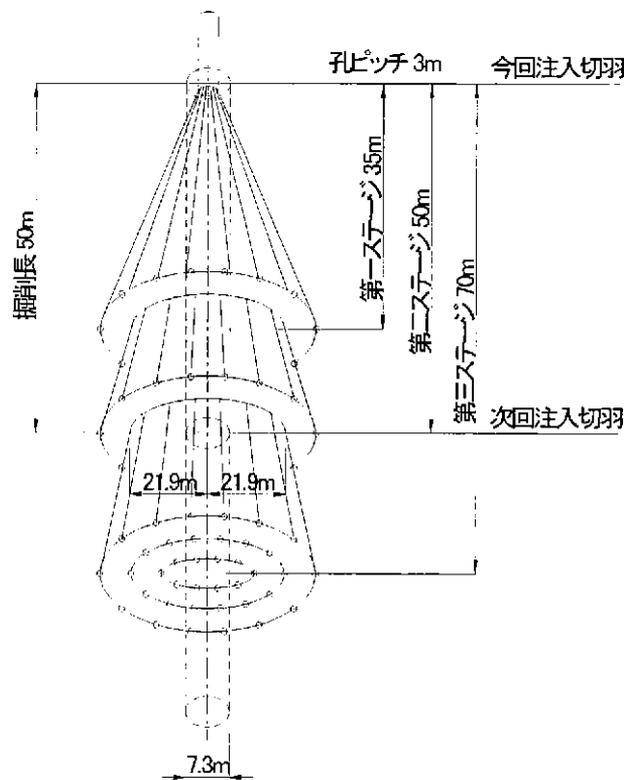


図 6.4-2 止水工法概念図

(3) 研究坑道における突発湧水対策

突発湧水が予想される4深度のうち、深度233m付近と深度900m付近を対象に検討する。

① 深度223m付近の注入計画

深度233m付近は、既往の注入工法で十分対応可能な深度であると判断し、以下のように計画する。

a. 注入範囲

注入範囲は、対象地山の止水および補強が効果的になるように設計する必要があるが、止水効果については注入範囲の増大よりも、透水係数の改良の方が有効である。注入範囲とトンネル半径の半径比が2を超えても、周辺応力、支保力に大きな差異がみられず、一般には2程度が標準と思われる。(注入の設計施工指針：昭和62年日本鉄道施設協会)

また、過去の施工実績においてもトンネルの中心から掘削半径の3倍程度であり、ここでも立坑中心から3倍(立坑外周からは掘削半径の2倍の7.3m)として計画する。

b. 注入高さ

注入予定高さは、地質調査データよりEL-220m～EL-230mの10m間とし、その上下に各々 $2R=7.3\text{m}$ の区間を改良高さとする、全改良高さLは24.6mとなる。

c. 注入工事施工場所

注入工事施工場所としては

- ・ 立坑切羽からボーリンググラウトする。
- ・ 地上から本坑掘削予定位置にボーリンググラウトする。

の2通りが考えられるが、掘削予定位置が深い本坑切羽からのボーリンググラウトとする。

削孔機械の設置位置は、注入予定高さ(EL-212.7m)より5.0m上のEL-207.7mとする。

d. 注入孔の間隔

注入孔の間隔は、塩嶺トンネルの施工例から基本注入孔ピッチを3.0mと設定する。

e. 注入材料

注入孔間隔が大きい場合は、LWのように短いゲルタイムでは注入圧が上昇するのみで岩盤のクラックに入らない懸念がある。本計画では注入孔間隔が3mのため、遅延材の適切な添加によってゲルタイムが2時間程度までコントロールが可能であるとともに、アルカリの汚染が少なく、固化物の溶出水のpHが低い薬液(デンカEs)を選定する。

デンカEsは、ポルトランドセメントと混合し水和反応が生ずると、急激に硬化する性質がある。この短期の硬化を調整するために遅延材が

利用されている。遅延材の成分は有機酸と炭酸アルカリであり、イオン封鎖作用により、水和反応を一定時間抑制する効果がある。

デンカ Es の特徴としては、つぎの諸事項があげられる。

- ・主材が人体への有害成分を含んでいない。
- ・セメントとの混合割合、及び遅延材の適切な添加によってゲル時間を自由に調整できる。
- ・初期強度の発現が大きい。したがって激しい湧水の処理も可能で、硬化が早いのでアルカリの溶出が少なく耐久性が高い。
- ・懸濁型でありながら浸透性が比較的大きい。
- ・普通のロッド注入が可能であり、かつ高圧噴流式注入工法の注入材として利用できる。

注入材の標準配合（例）

A 液 デンカ Es 30kg

 遅延材 0.6kg に水を加え 200 l とする。

B 液 普通ポルトランドセメント 120kg に水を加え 200 l とする。

この両液を混合すると液温 20℃において、約 3 分で固結する。

f. 注入率

注入率については、改良土量の 5～10%程度が一般的な注入率であるが、ここでは透水性が良い岩盤と考え、10%とする。

g. 注入量

- ・対象土量 V

$$V = (21.9^2 - 7.3^2) \times \pi \div 4 \times 24.6 = 8,232.665 \text{m}^3$$

- ・注入量 Q

$$Q = V \times n \alpha = 8,232.665 \times 0.1 = 823.267 \text{m}^3$$

n : 間隙率

α : 注入充填率

薬液注入の概念図を図 6.4-3 に示す。

h. 仮設工

- ・地上設備

注入材は、地上のミキサーにて練り混ぜ配管または、ホースで坑内プラントに落差を利用し送液する。

設備機械 グラウトミキサー
 水タンク
 水中ポンプ
 材料置き場
 濁水処理設備

- ・坑内プラント

坑内プラントは、削孔機の移動に邪魔とならないように逆巻きのコ

ンクリートにアンカーボルトを埋め込んでおき、このアンカーボルト
 を利用し、吊足場を設置する。

設備機械 注入ポンプ
 削孔ポンプ
 アジテーター
 流量計
 その他資材

・削孔位置

削孔位置は、掘削盤を水平に均した状態で作業する。

設備機械 油圧ロータリーパーカッション スOCKETタイプ (油圧ユニット含む)
 高圧コンプレッサー (パッカー加圧用)
 水中ポンプ (排水用)

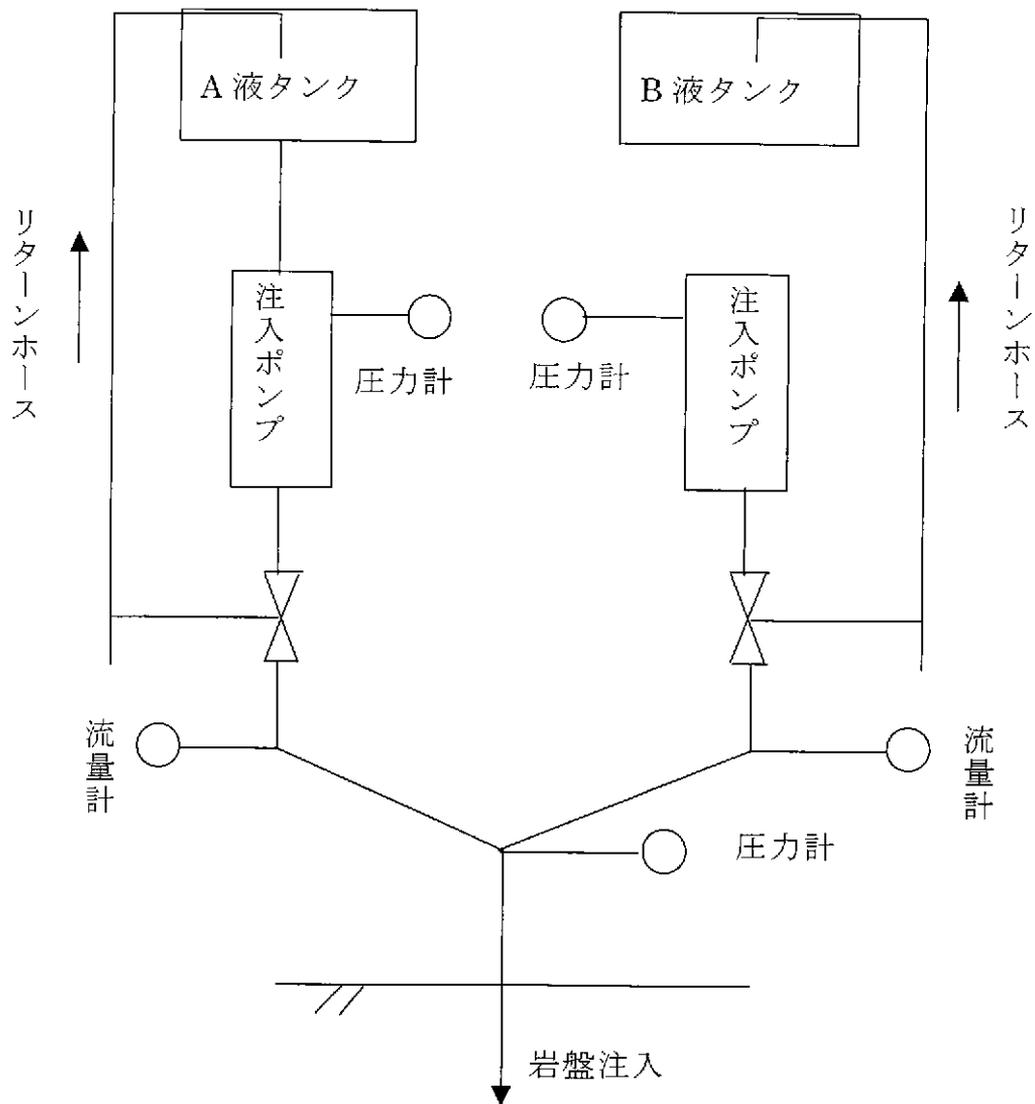


図 6.4-3 薬液注入方法の概念図

図 6.4-4 に深度 233m 付近の注入計画を示す。

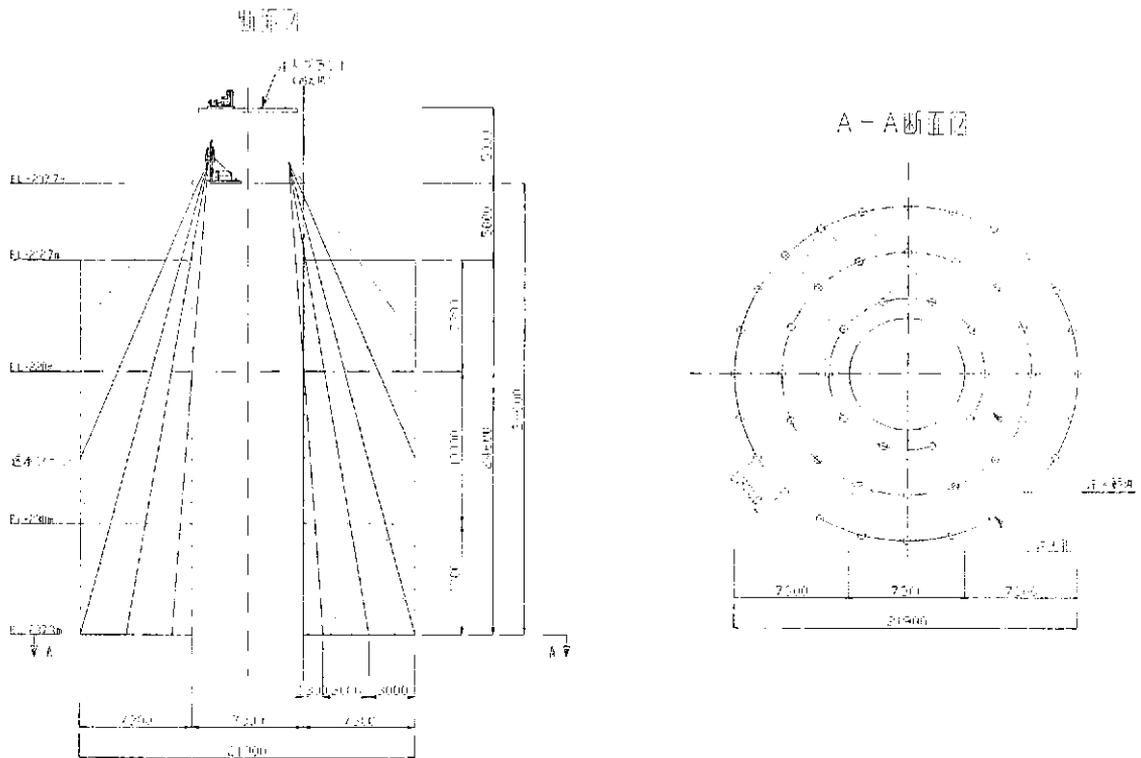


図 6.4-4 注入計画（深度 233m 付近）

② 深度 900m 付近の注入計画

過去の注入を実施したトンネルにおける最大湧水圧力は青函トンネルにおける 2.7MPa であるが、本立坑の深度 900m 付近においては湧水圧が 9MPa 程度になることも推定される。通常岩盤の止水注入における注入圧力は、湧水圧の 2～3 倍とされており、約 27 MPa 以上の高圧が必要となる。このような高水圧に対する止水工法は現在確立されておらず、対応できないこともあり得る。

このため、立坑から水抜きボーリングを行って地下水位を低下させたいえで、注入を行う。

a. 注入範囲

注入範囲は深度 223m 付近と同様に立坑の中心から掘削半径の 3 倍（立坑外周からは掘削半径の 2 倍の 7.3m）として計画する。

b. 薬液注入高さ

注入予定高さは、地質調査データより EL-895m～EL-920m の 25m 間とし、その上下に各々 $2R=7.3\text{m}$ の区間を改良高さとする、全改良高さ L は 39.6m となる。

図 6.4-5 に深度 900m 付近の注入計画を示す。立坑から水抜きボーリングによる深部岩盤を対象とする地下水位の低下は容易でなく、従前の水平トンネルで確立された止水方法の適用が難しい可能性もある。ここでの水抜きボーリングについては、立坑から水平ボーリングの施工で周辺地下水位を低下させることとしているが、その仕様・数量については水理状況が明らかになった時点で詳細に検討することが必要である。

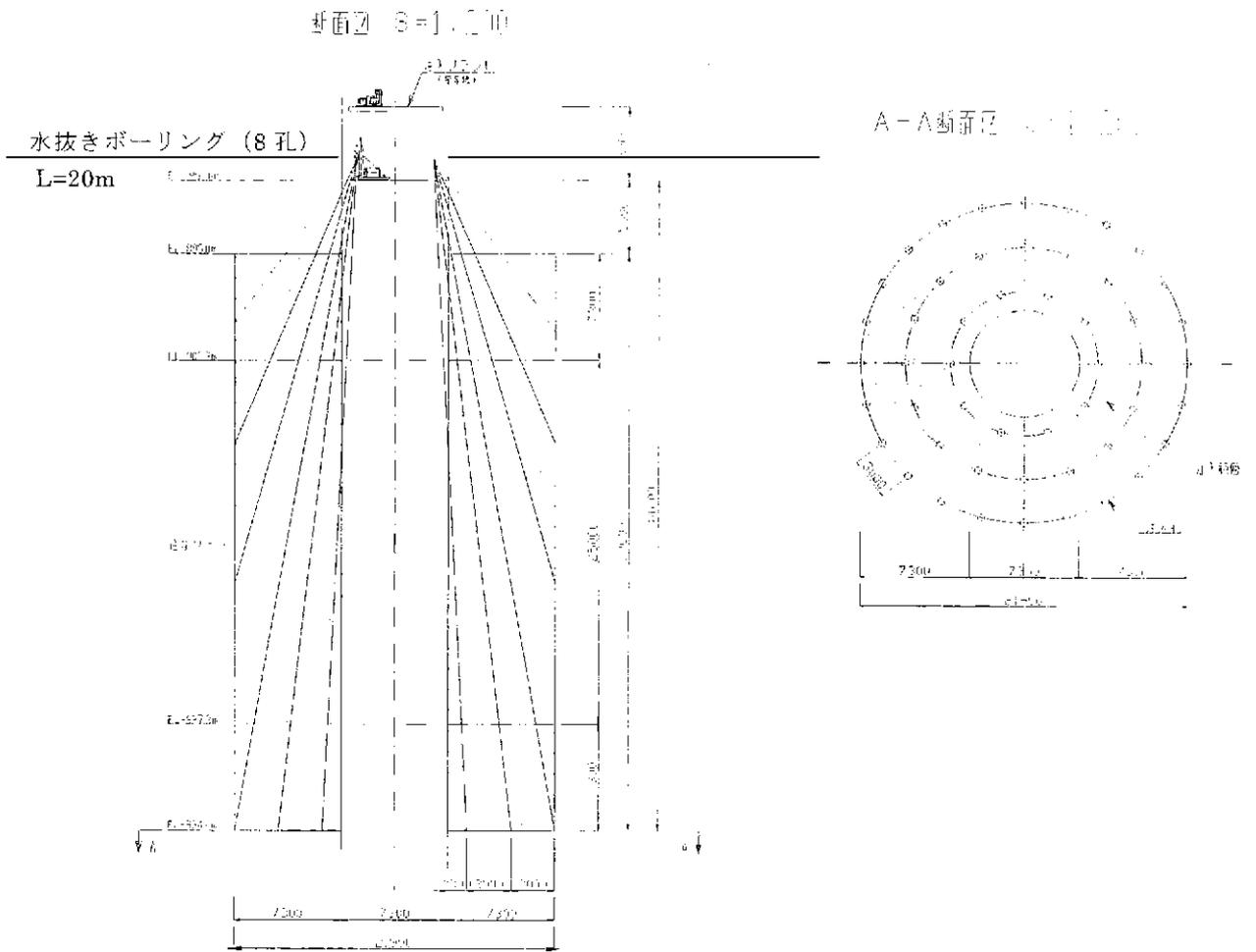


図 6.4-5 注入計画 (深度 900m 付近)

6.4.2 山はね

山はね区間の対策としては、次のように行う。

(1) 立坑

主立坑及び換気立坑はショートステップ工法により施工するため、切羽の岩盤が露出する高さは最高で 2.6m であり、上部は覆工コンクリートで覆われている状態となる。このため山はねによる危険は少ないと思われるが、深度 300m～700m の 100m ごとに基礎的調査を実施する。試験項目としては、一軸圧縮試験、引張試験等の岩石試験と初期応力測定 (AE 法) を行う。

山はねが発生した場合は以下の対策をとる。

- ① 山はね発生時は退避、待機を徹底し、切羽観察記録 (山鳴り、山はね) を充実させる。
- ② ブリ処理後浮石落しを入念に行い、既設覆工コンクリートにアンカーを埋め込んでおき、これに防護ネット (ナイロンネット) をかける。

(2) 中間ステージ

中間ステージ横坑は基本的には無支保工で施工するため、山はねが発生する可能性があり、事前監視を目的に研究坑道の掘削 50m 程度を目安に基礎的調査を実施する。試験項目は立坑と同じとする。

山はねの兆候がみられた場合は次の対策を講ずる。

① AE (Acoustic Emission) システムの構築

日常の予知、管理として切羽近傍に岩盤破壊の際に発生する微小地震波を収録するセンサー (AE センサー) を取付け、24 時間体制で AE 計測を行う。計測システムを図 6.4-6 に示す。

AE 計測の手順は、中間ステージ横坑の天端および側壁部にアンカーボルトを埋め込み、マグネットで 3 箇所に設置する。

センサー間隔は図 6.4-7 に示した雁坂トンネル⁹⁾での計測例を参考に 20 m 程度とし、切羽の進行に伴い最後方のセンサーを先頭に移設していく。

センサーより送られた信号は、光ファイバーケーブルを経由して事務所内の計測機器に送られ、数値が任意の時間内にある基準値を超えた場合、自動的に「注意・退避」の警報信号を坑内の警報標示板に送り、危険を知らせる設備を整える。計測結果から山はね発生状況を評価するため、図 6.4-8 に示す例のようにとりまとめる。なお、山はねの規準値については固有の値があるのではなく、山はねに遭遇したトンネル現場それぞれで対策工としての支保につながる設定を行うことが必要である。表 6.4-1 には関越トンネルⅡ期線¹⁰⁾と雁坂トンネル⁹⁾での例を示すが、適用するパラメータや評価点数は異なっている。

- ② 計測工 A・計測工 B の実施 (図 6.4-9 参照)。
- ③ 山はね発生時は退避、待機を徹底し、切羽観察記録 (山鳴り、山はね) を充実させる。

- ④ 装薬中の山はねも考えられるため、切羽全面に防護ネットをかけ、ネット越しに装薬結線を行う。ネットは穿孔用ジャンボを使用して、切羽に押さえつけるものとする。
- ⑤ 浮石落しを入念に行う。
- ⑥ 鏡ボルトの施工（フリクション型ボルト）（図 6.4-10 参照）。
- ⑦ ファイバー吹付コンクリートの実施。（地山状況に応じて吹付け厚を決定する。図 6.4-10 参照）
- ⑧ 1 発破掘進長を短くする。
- ⑨ 発破や浮石落し等の鏡をいためる作業の後、鏡に近づくときは待機時間を十分とる。

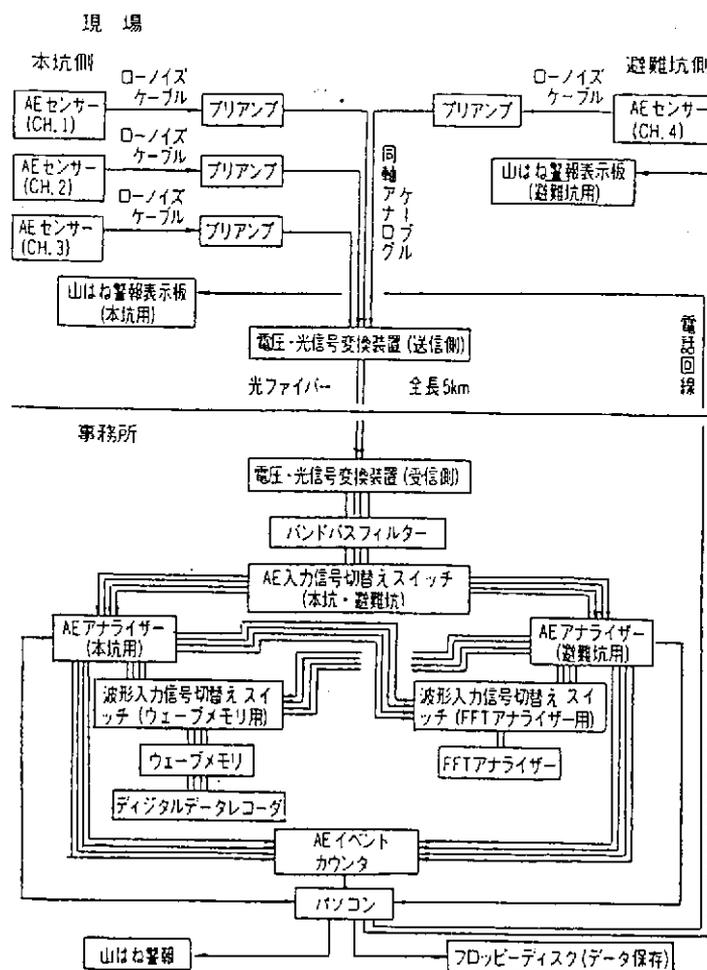


図 6.4-6 AE システムフローチャート

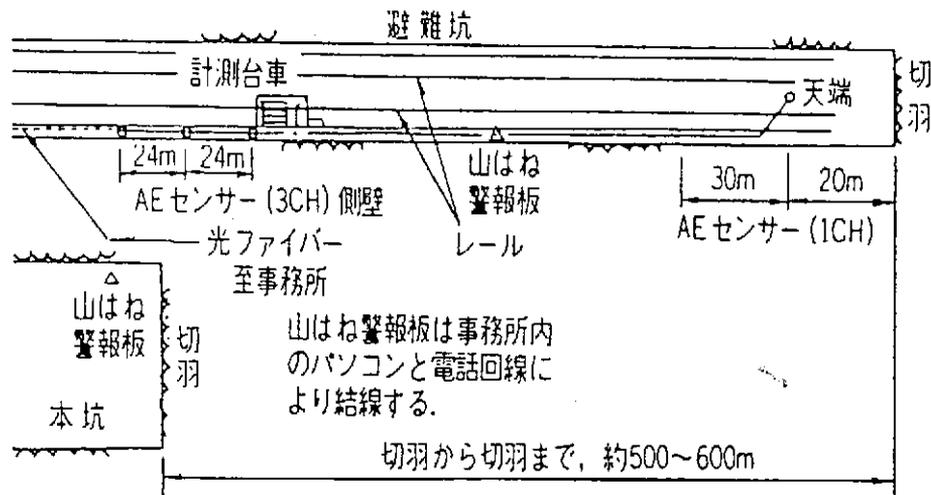


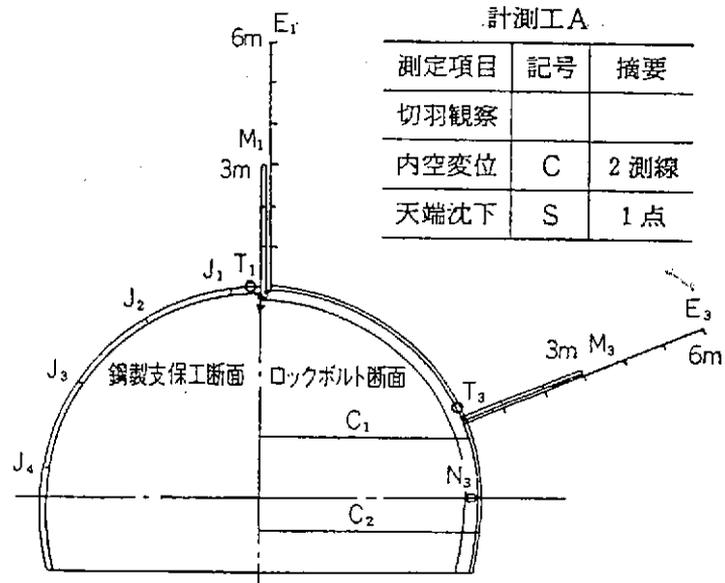
図 6.4-7 AE 計測実施例 (雁坂トンネル)

AE計測日報 (本坑)				監督職員	現場代理人	計測者	
AE発生状況				平成 年 月 日			
T・D=							
AE発生状況				AE発生状況と切羽状況による支保パターン点数評価			
発破回数	1回	2回	(1) AEイベント数 (発破直後5分間で5gal以上のもの) $AEイベント数 \times 1.0 \times 0.5 = 評価点数$ (2) リングダウンカウント $(リングダウンカウント \div 10) \times 0.5 \times 0.5 = 評価点数$ (3) AE最大振幅値 (gal) $AE最大振幅値 \times 0.5 \times 0.5 = 評価点数$ (ただし200gal以上は200galとする)				
(1) AEイベント数				(4) 発破直後の山鳴り・山はね発生状況 ・爆発的な山鳴りが発生し、剥離や崩落が見られる……………50点 ・断続的に大規模な山鳴りが発生する……………40 ・断続的に小規模な山鳴りが発生し数回大規模に山鳴りする……………30 ・断続的に小規模だけの山鳴りが発生する……………20 ・ほとんど山鳴りが発生しない……………0			
(2) リングダウンカウント							
(3) AE最大振幅値 (gal)							
支保パターン点数評価							
発破回数	1回	2回	本坑	総合点数			
AE発生状況	(1)			A, B, C, D	※0~19		
	(2)			A1	20~49		
	(3)			A2	50~79		
切羽状況	(4)		A3	80以上			
総合点数	平均=						
支保パターン							
補強工の実施				支保パターン評価			
補強工	仕様	摘要		摘要			
増吹き				※切羽観察表による支保パターン ・山はね対策の詳細は別図参照 ・なお対策についても別図のとおりとする			
先受けボルト							
増ボルト							

図 6.4-8 AE 計測日報例 (雁坂トンネル)

表 6.4-1 山はね状況の点数評価

関越Ⅱ期線 9)	AE発生状況	<ul style="list-style-type: none"> AEイベント数 AEとノイズを判別する閾値(1gal)を越えてから下回るまでを1イベントとして、所定の測定時間(2時間)内のイベントの累計数 評価点数=AEイベント数×1.6 AE最大振幅値 所定の測定時間内のAE最大振幅値(ただし50gal以上は50galとする) 評価点数=AE最大振幅値
	切羽状況	<ul style="list-style-type: none"> 山鳴り・山はね状況 評価点数 爆発的な山鳴りが発生し、剥離や崩落が見られる 50点 断続的に大規模な山鳴りが発生する 40点 断続的に小規模な山鳴りが発生し数回大規模に山鳴りする 30点 断続的に小規模だけの山鳴りが発生する 20点 ほとんど山鳴りが発生しない 0点
	点数評価	AEイベント数、最大振幅値、山鳴り・山はね状況の評価点数を合計する
雁坂 ¹⁰⁾	AE発生状況	<ul style="list-style-type: none"> AEイベント数 AEとノイズを判別する閾値(5gal*)を越えてから下回るまでを1イベントとして、所定の測定時間(5分間)内のイベントの累計数 評価点数=AEイベント数×1.0×0.5 リングダウンカウント 1イベントの中で閾値よりも大きい振幅の数で、AEイベント数と同様に所定の測定時間無しの累計数 評価点数=(リングダウンカウント÷10)×0.5×0.5 AE最大振幅 所定の測定時間内のAE最大振幅値(ただし200gal以上は200galとする) 評価点数=AE最大振幅値×0.5×0.5
	切羽状況	<ul style="list-style-type: none"> 山鳴り・山はね状況 評価点数は関越トンネルⅡ期と同じ
	点数評価	AEイベント数、リングダウンカウント、AE最大振幅と切羽状況の評価点数を平均する



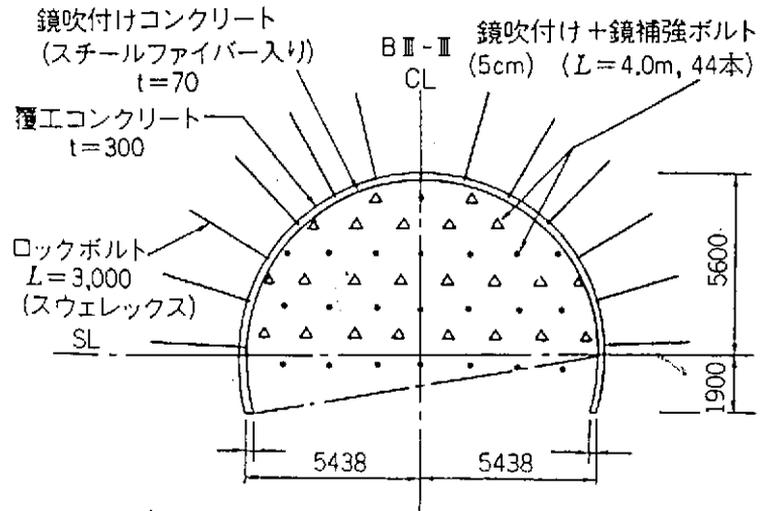
計測工 A

測定項目	記号	摘要
切羽観察		
内空変位	C	2 測線
天端沈下	S	1 点

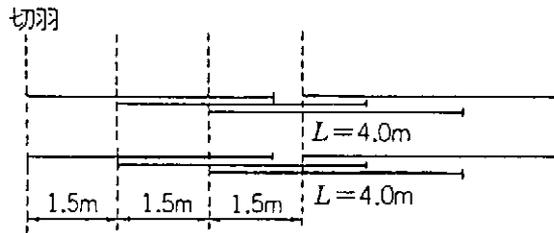
計測工 B

測定項目	記号	摘要
地中変位測定	E	6m × 5点 × 3か所
ロックボルト軸力測定	M	3m × 4点 × 3か所
吹付けコンクリート応力測定	T	3か所
2次覆工コンクリート応力測定	N	3か所
鋼製支保工応力測定	J	8点
地山弾性波速度測定		3測線

図 6.4-9 計測工施工例



鏡ロックボルト打設要領



1 発破進行長	1.5m
坑壁吹付け(ファイバー)	t=7cm
鏡吹付けコンクリート	t=5cm
ロックボルト縦断間隔	1.0m
鏡補強ロックボルト	L=4.0m, 22本/1.5mピッチ

図 6.4-10 鏡ロックボルト・吹付けコンクリート施工例

6.4.2 壁面の変形・剥離・崩落

本立坑においては、長年に亘り研究を行うため、覆工コンクリートの劣化等により壁面の剥離・崩落の可能性がある。超深立坑のため、小さな落下物でも大きな災害につながる危険性があり、これらを防止するため以下の対策を講ずる必要がある。

- ① 地質状況により荷重条件を検討し、覆工厚を決定する。
- ② コンクリートの水セメント比は、土木学会「コンクリート標準示方書」では原則として65%以下に規定しているが、コンクリートの耐久性確保の観点から55%以下にする（道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編）とともに、コンクリートの品質管理を徹底する。
- ③ コンクリートの打込みは入念に行い、分離や豆板が発生しないよう注意する。
- ④ コンクリートは散水等により十分養生する。
- ⑤ 施工時に確認された壁面の変形・剥離・クラックについては、ロックボルトによるコンクリートの補強、鋼板による補強、表面被覆工法等の状況に応じた適切な補修方法を選定する。表面保護工法については、表 6.4-2 に概要を示す。

表 6.4-2 表面保護工法概要

表面保護工法	概要	主な使用材料
表面被覆工法	コーティング、ライニング、吹付けなどによりコンクリート表面に塗膜や層を形成したり、コンクリート表面をシート状の材料で覆い、劣化因子を遮断する事により耐久性を付与する方法。	セメント系材料（ポゾリス物産；エコマ S88C）、ポリマーセメント系材料（大阪セメント：ライオン GRLC）、有機系樹脂材料（恒和化学：セメンシヤス#5000）
埋設型枠工法	断面修復時の型枠材に高耐久な埋設型枠を使用し、型枠をそのまま残し、型枠で劣化因子を遮断する事により耐久性を付与する方法。	埋設型枠（ポリエステル形枠、FRP 型枠）

6.4.4 地温

高い地熱の地山のトンネル掘削においては、高温、多湿のきわめて劣悪な作業環境となるので、労働衛生面からの作業環境の維持と作業員の適正な健康管理が重要である。

坑内温度が 28℃以上になる場合は、過去の事例を参考に送風量を増大することで対処する。

作業スペースの関係で送風量を増大することができない場合は、冷却設備を設け冷風を送ることも検討する必要がある。特に中間ステージ以深の掘削においては、温度が上昇することが考えられるため、中間ステージまたはスカフォード上に冷却設備を設け冷風を送ることも検討する。

クーラー仕様

冷却能力	4200kca/h
外形寸法	1260×490×580mm
重量	70kg
消費電力	1.9kw
電源	三相 200V
電動機出力	圧縮機 1.1kw、送風機 0.25kw
風量	33m ³ /min

冷却設備の概念図を図 6.4-11 に示す。

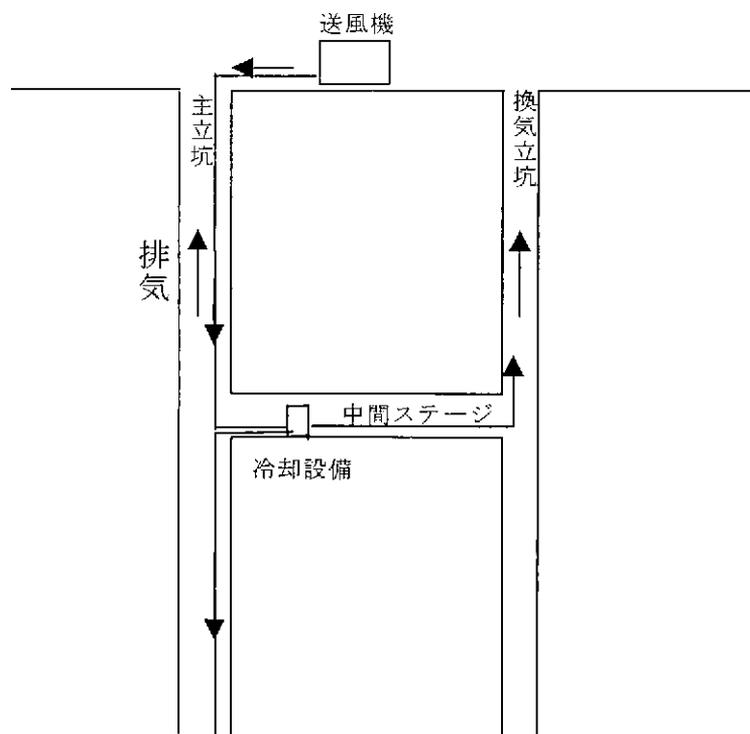


図 6.4-11 冷却設備概念図

〈参考文献〉

- 1) 土木学会 (1986) : 青函トンネルの注入技術ーその歩みと明日への展開ー
- 2) トンネルと地下 (1992.3) : 高熱帯と高水圧低速度帯を克服して調査坑が貫通
- 3) トンネルと地下 (1990.9) : 土かぶり 200m で山はね現象に遭遇 国道 140 号
雁坂トンネル
- 4) 応用地質 (1981.9) : 関越トンネルにおける山はね
- 5) 土木施工 (1982.4) : 大清水トンネルの施工
- 6) 土木学会 (1996) : トンネル標準示方書「山岳工法編」・同解説 (平成 8 年度
版)
- 7) 日本土木工業会 : コンクリート構造物の維持管理マニュアル
- 8) トンネルと地下 (1983.3) : 高熱帯と高水圧低速度帯を克服して調査坑が貫通
- 9) 西松建設技報 (1992) : 山はねの予知とその対策 (雁坂トンネルにおける山は
ね現象について)
- 10) トンネルと地下(1990.2) : 3年で谷川連峰を貫く 関越自動車道 関越トンネ
ル(Ⅱ期線)

7. 坑道掘削の施工計画の検討

7.1 坑道取り合い部の施工検討

平成 10 年度時点と比較して、地下研究施設の建設工程が短縮されたこと、換気立坑の施工方法が変更になったこと、予備ステージが主立坑と換気立坑をつなぐことになったこと等を考慮し、坑道取り合い部の施工検討を行う。

検討対象の取り合い部としては、予備ステージ、中間ステージ、最深ステージと主立坑、換気立坑の取り合い部が考えられ、組み合わせとしては合計6箇所がある。ただし、中間ステージと各立坑との取り合い部、最深ステージと各立坑との取り合い部は同様と考えられるので、中間ステージと各立坑との取り合い部で代表させることとし、以下に示す4箇所の取り合い部を検討対象とする。

- ◆ 主立坑と予備ステージの取り合い部
- ◆ 換気立坑と予備ステージの取り合い部
- ◆ 主立坑と中間ステージの取り合い部
- ◆ 換気立坑と中間ステージの取り合い部

また、検討に当たっての条件設定を以下のように行う。

- ◆ 主立坑及び換気立坑は、目標工程達成のためショートステップ工法にて月進 35m で掘削するものとする。そこでズリ出し時間の短縮のために、ズリ搬出用のキブルは2個を交換して使用するものとする。また、月進 35m を確保するため、換気立坑のズリキブル巻上機のロープ速度も主立坑と同様に 300m/min を確保することとして、巻上機の電動機出力は主立坑及び換気立坑それぞれ 1500kW 及び 600kW とする。
- ◆ 予備ステージの延長は 39.5m で、主立坑から 33.5m、換気立坑から 6.0m を掘削する。
- ◆ 予備ステージの工期は、主立坑側および換気立坑側についてそれぞれ 1.5 ヶ月以内を目標とする(掘削:1.0 ヶ月、調査研究:0.5 ヶ月)。
- ◆ 主立坑と中間ステージの取り合い部および換気立坑と中間ステージの取り合い部の工期は、それぞれ 3.0 ヶ月以内を目標とする。
- ◆ 資機材の搬出入は立坑設備(スカフォード)の開口部から行うものとし、スカフォード本体の取り外しは考慮しないこととする。

スカフォード開口寸法	主立坑 : 2.7m × 2.3m
	換気立坑 : 2.0m × 1.4m

7.1.1 予備ステージの施工

(1) 予備ステージの仕様

中間ステージ、最深ステージ水平坑道と同断面の幅 3.0m×高さ 3.0mの幌形断面とする。

(2) 掘削方法

前提条件に従い、掘削は以下の2区間に分けて施工する。

- ◆ 主立坑側からL=33.5m
- ◆ 換気立坑側からL=6.0m

掘削方法は発破掘削とし、基本的に吹付けコンクリートやロックボルト等の支保は行わないものとするが、施工時の地山の状況を確認し、必要であれば随時追加することとする。

図 7.1-1 に施工概要図を示す。

1) 削 孔

削孔はレッグドリルを用いて人力削孔にて行う。1発破当りの進行長は 1.2mとし、1m² 当りの穿孔数は4孔を標準とするが、施工にあたっては、切羽状況により進行長・穿孔数をそれぞれ調整し、地山に適した施工を行う。

2) 装薬発破

爆薬は、一般的に2号榎ダイナマイトと含水爆薬(スラリー爆薬)が用いられているが、含水爆薬の方が後ガス発生量が少ないことを考慮して、本工事では含水爆薬を使用することとする。

爆薬の装填は、切羽の状況を十分に確認し、過装薬にならないよう留意して行う。

換気立坑側からの施工と、主立坑側の初期の施工時においては、発破時の退避距離が確保できないため、発破時には施工機械等を立坑内へ吊り上げて退避する。主立坑側においては、排水設備設置坑の掘削後はこの中に施工機械等を退避させ、鉄板やブラッシングマットなどにより飛石防護を行う。

3) 換 気

掘削作業に伴って発生する発破の後ガス・粉じん・重機の排気ガス・作業員の呼気等を排除し、正常な作業環境を維持するために必要な坑内換気を行う。設備は、小断面で施工延長が短いことから立坑施工時の換気設備を延長して使用する。

4) ずり出し

ずりキブルへの積込みは、スcafford搭載のシャフトマッカにて行う。ずりの集積・こそくはバックホウにて行うが、この際前提条件による制約から、立坑設備の開口部を通過可能な機械として、主立坑側で 0.2m³ 級(ヤンマー B6Σ など)、換気立坑

側で 0.04m³ 級 (クボタ U-15 など) の仕様となる。また、主立坑側においては延長が 33.5m のため切羽が立坑より離れたらトラクタショベル (0.4m³ 級 : コマツ WA40-3 など) によるずりの集積運搬を行う。換気後及びずり出し中においては、バックホウ・人力等により十分なこそくを行い、落石による事故が発生しないよう注意する。

5) サイクルタイム

予備ステージのサイクルタイムを表 7.1.-1 (主立坑側) 及び表 7.1.-2 (換気立坑側) に示す。

標準支保パターンとしては、吹付けコンクリート・ロックボルト等は考えていないため、主立坑側からの予備ステージ掘削の1日当り進行長は 2.50m となり、33.5m の掘削は、実稼動日数 14 日で施工可能である。また、換気立坑側からの予備ステージ掘削の1日当り進行長は 2.16m となり、6.0m の掘削は、実稼動日数 3 日で施工可能である。

いずれの施工においても、支保の追加施工や、坑口付近の施工ロスを考慮した場合でも、前提条件の掘削工期 1 ヶ月以内の目標は達成可能と考えられる。

表7.1-1 予備ステージ サイクルタイム (主立坑側)

掘削サイクルタイム

項目	記号	単位	数値	計算式 / 設定根拠等
設計掘削断面積	A1	m ²	8.03	幅3m、高さ3mの幌型断面
掘削断面積 (余掘含む)	A2	m ²	10.32	余掘り20cm
1発破進行長	B	m	1.2	
m ² 当り穿孔数	C	孔/m ²	4	
穿孔長	D	m	1.3	B+0.1
削岩機使用台数	E	台	2	
のみ下り速度	F	m/分	0.25	
1台当り穿孔数	G	孔/台	16	A1×C/E
削岩準備		分	75	機材搬入(コンプレッサ15', レッグドリル15'), 足場材搬入15', 足場組立15', 作業員入坑15'
穿孔		分	125	D×G/F×(15/10) 連続10分で5分休憩 (労働基準局長通達608, 610号)
削岩機移動 (各孔間)		分	32	G×2分
装薬準備		分	15	火薬類運搬等
装薬		分	16	A1×C×1.5分/3人
発破退避		分	30	足場解体15', 足場搬出・作業員退避15' (機材搬出は装薬準備? 装薬時に並行)
発破・換気		分	20	換気15分
その他		分	10	照明設置等
掘削計		分	323	(5.4時間)

ズリ出しサイクルタイム

項目	記号	単位	数値	計算式 / 設定根拠等
総ズリ量	ΣQ	m ³	20.4	10.32×1.2×1.65
ズリキブル容量	V0	m ³	6.0	2台
シャフトマッカー容量	V1	m ³	0.4	平成10年度設計研究成果から引用
巻上げ回数	n	回	4	ΣQ/V0
ズリ出し準備		分	30	機械搬入
揚ズリ時間	Tq	分	90	キブル巻上機電動機出力1500kWで最大速度300m/minを想定、ズリ積込時間>揚ズリ時間より、ズリ積込時間×キブル巻上回数で算定、(V0/V1×1.5)×n、シャフト積込時間は1.5分/回を想定
キブル交換	Tc	分	4	1分/回を想定
浮石落し		分	15	
跡片付け		分	30	機械搬出
測量		分	10	
その他損失		分	15	機械故障等
ズリ出し時間計		分	194	(3.3時間)

吹付コンクリートサイクルタイム

項目	記号	単位	数値	計算式 / 設定根拠等
吹付コンクリート量	Qc	m ³	1.1	余吹(t=5cm)含む
コンクリートキブル容量	Kc	m ³	2.5	
吹付準備		分	15	
吹付		分	30	
跡片付け		分	15	
吹付コンクリート計		分	60	(1.0時間)

※平成10年度設計研究成果、国土交通省積算基準、農林水産省積算基準、を参考に設定

1日当たり進行長 (吹付なし) : 1.2m/サイクル / (517分/サイクル / (540分/方×2方)) = 2.50m/日

1日当たり進行長 (吹付あり) : 1.2m/サイクル / (577分/サイクル / (540分/方×2方)) = 2.24m/日

表7.1-2 予備ステージ サイクルタイム (換気立坑側)

掘削サイクルタイム

項目	記号	単位	数値	計算式 / 設定根拠等
設計掘削断面積	A1	m ²	8.03	幅3m、高さ3mの幌型断面
掘削断面積 (余堀含む)	A2	m ²	10.32	余掘り20cm考慮
1発破進行長	B	m	1.2	
m ² 当り穿孔数	C	孔/m ²	4	
穿孔長	D	m	1.3	B+0.1
削岩機使用台数	E	台	2	
のみ下り速度	F	m/分	0.25	
1台当り穿孔数	G	孔/台	16	A1×C/E
削岩準備		分	75	機材搬入(コブレッサ-15', レックトル15')、足場材搬入15'、足場組立15'、作業員入坑15'
穿孔		分	125	D×G/F×(15/10) 連続10分で5分休憩 (労働基準局長通達608,610号)
削岩機移動 (各孔間)		分	32	G×2分
装薬準備		分	15	火薬類運搬等
装薬		分	16	A1×C×1.5分/3人
発破退避		分	30	足場解体15'、足場搬出・作業員退避15' (機材搬出は装薬準備? 装薬時に並行)
発破・換気		分	20	換気15分
その他		分	10	照明設置等
掘削計		分	323	(5.4時間)

ズリ出しサイクルタイム

項目	記号	単位	数値	計算式 / 設定根拠等
総ズリ量	ΣQ	m ³	20.4	10.32×1.2×1.65
ズリキブル容量	V0	m ³	2.0	2台
シャフトマッカー容量	V1	m ³	0.2	主立坑より内径が小さいことを考慮して設定
巻上げ回数	n	回	11	ΣQ/V0
ズリ出し準備		分	30	機械搬入
揚ズリ時間	Tq	分	165	キブル巻上機電動機出力600kWで最大速度300m/minを想定、ズリ積込時間>揚ズリ時間より、ズリ積込時間×キブル巻上回数で算定、(V0/V1×1.5)×n、シャフト積込時間は1.5分/回を想定
キブル交換	Tc	分	11	1分/回を想定
浮石落し		分	15	
跡片付け		分	30	機械搬出
測量		分	10	
その他損失		分	15	機械故障等
ズリ出し時間計		分	276	(4.5時間)

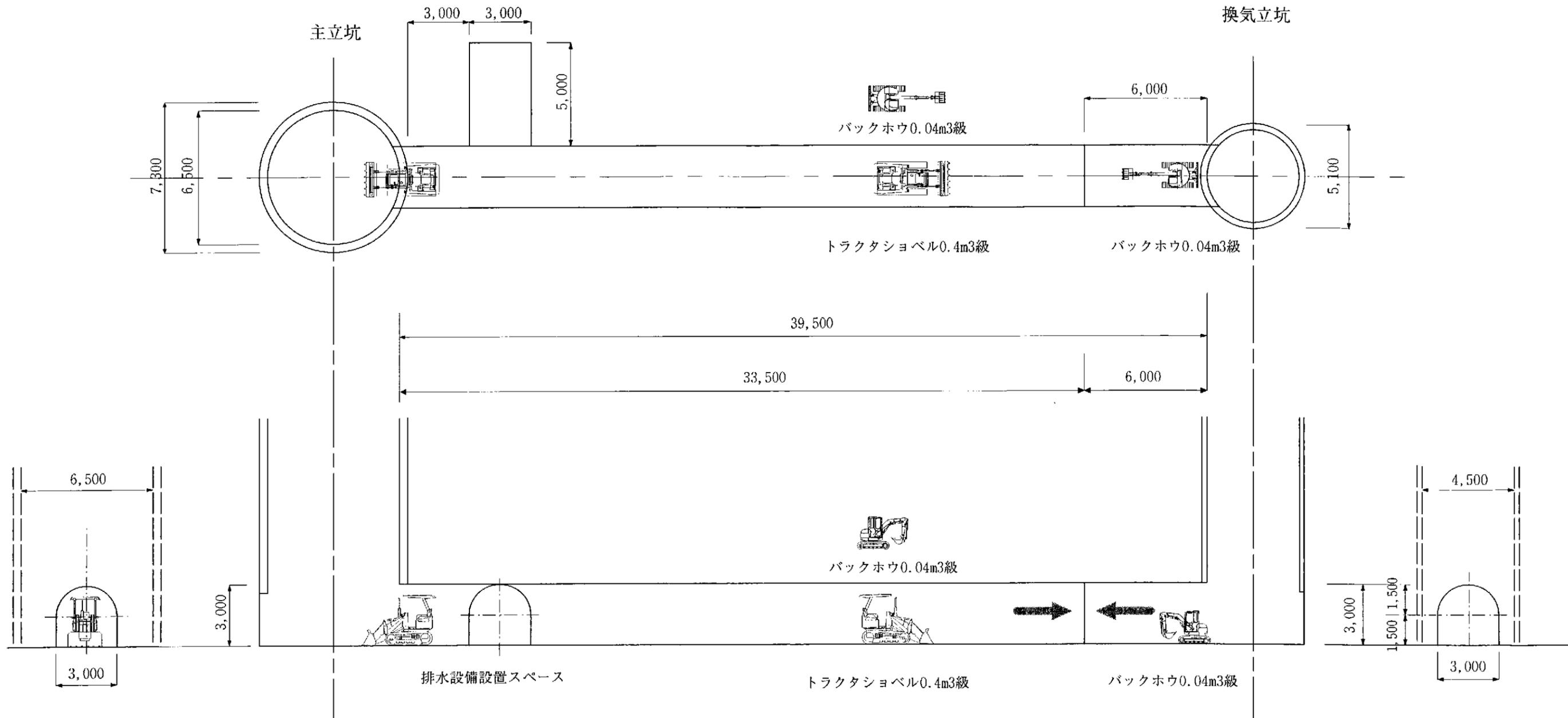
吹付コンクリートサイクルタイム

項目	記号	単位	数値	計算式 / 設定根拠等
吹付コンクリート量	Qc	m ³	1.1	余吹(t=5cm)含む
コンクリートキブル容量	Kc	m ³	1.5	
吹付準備		分	15	
吹付		分	30	
跡片付け		分	15	
吹付コンクリート計		分	60	(1.0時間)

※平成10年度設計研究成果、国土交通省積算基準、農林水産省積算基準、を参考に設定

1日当たり進行長 (吹付なし) : 1.2m/サイクル / (599分/サイクル / (540分/方×2方)) = 2.16m/日

1日当たり進行長 (吹付あり) : 1.2m/サイクル / (659分/サイクル / (540分/方×2方)) = 1.96m/日



主立坑側からの施工

1. 削 孔：レグドリルによる人力削孔（1発破進行長：1.2m）
2. ずり出し：バックホウ（0.2m³）にてずりの集積・こそくを行う
切羽が立坑より離れたら、トラクタショベル（0.4m³）にてずりの運搬を行う
ずりキブル（6m³）へのずりの積込みはシャフトマッカ（0.4m³）にて行う
3. 換 気：立坑設備を延長して行う
4. 工 期：33.5m / 2.50m / 日 = 14日（暦日：19日 + α日）

換気立坑側からの施工

1. 削 孔：レグドリルによる人力削孔（1発破進行長：1.2m）
2. ずり出し：バックホウ（0.04m³）にてずりの集積・こそくを行う
ずりキブル（2m³）へのずりの積込みはシャフトマッカ（0.2m³）にて行う
3. 換 気：立坑設備を延長して行う
4. 工 期：6.0m / 2.16m / 日 = 3日（暦日：4日 + α日）

図7.1-1 予備ステージ施工概要図

7.1.2 主立坑と中間ステージの取り合い部の施工

(1) 取り合い部の仕様

平成 10 年度の設計研究で検討し設定された断面を引用する。

断面：B-17.0m×L-15.0m×H-8.0m (矩形断面)

支保：吹付コンクリート(t=50mm)

(2) 掘削方法

掘削高さがH=8.0mと高いため、掘削は高さ方向に3段階(1、2段目：高さ3m、3段目：2m)に分けて施工する。また、各段階においては施工を3パターンに区分して行う。

◆ 坑道掘削 : H-3.0m×B-3.0m (@1.2m)

◆ 側壁切拵げ掘削 : H-3.0m×B-11.0m (@1.2m)

◆ 立坑背面側切拵げ掘削 : H-3.0m×B-17.0m (@1.2m)

掘削方法は発破掘削とし、吹付けコンクリート(t=50mm)を標準とする。支保は施工時の地山の状況を確認し、ロックボルトの施工など必要に応じて追加することとする。図 7.1-2 に施工概要図を示す。

1) 削 孔

削孔はレッグドリルを用いて人力削孔にて行う。1発破当りの進行長は 1.2mとし、1m² 当りの穿孔数は4孔を標準とするが、施工にあたっては、切羽状況により進行長・穿孔数をそれぞれ調整し、地山に適した施工を行う。

2) 装薬発破

予備ステージと同じ。

発破時の退避・防護は、1次レベルの施工時は施工機械等を立坑内へ吊り上げて退避させる。2次レベル以後の発破においては、プラスチック マットや鉄板にて飛石防護を行い、機械退避等によるサイクルタイムのロスを低減する。

3) 換 気

予備ステージと同様に立坑施工時の換気設備を延長して対応する。

4) ずり出し

予備ステージの主立坑側と同様に施工する。ずりの集積は 0.2m³ 級バックホウにて立坑下に集積する。

5) 吹付コンクリート

ずり処理完了後、掘削面の浮石を十分に撤去した後に吹付コンクリートを施工する。2・3次レベルの支保は、地山の状況によってはまとめて施工するが、1次レベルの支保は2次掘削以後の安全性と施工性を考慮して、2次掘削前に仕上げておく。

6) サイクルタイム

取り合い部のサイクルタイムを表 7.1-3 に示す。掘削実稼動日数は、40 日(暦日 52 日)となり、支保の追加を考慮しても、前提条件である掘削工期 3.0 ヶ月以内の目標を達成可能であると考えられる。

7.1.3 換気立坑と中間ステージの取り合い部の施工

(1) 取り合い部の仕様

後の中間ステージ掘削時の施工機械の退避、入れ替え等に必要な断面として、幅 5.0m×高さ 5.0mの幌型断面を設定する。

支保:吹付コンクリート(t=50mm)

(2) 掘削方法

掘削は人力削孔と施工機械が小さいことを考慮し、上下半に分けて施工する。断面が比較的大きいため、岩片の剥落防止のため吹付コンクリート(t=50mm)を施工する。図 7.1-3 に施工概要図を示す。

1) 削孔

削孔はレッグドリルを用いて人力削孔にて行う。1発破当りの進行長は 1.2mとし、1m² 当りの穿孔数は4孔を標準とするが、施工にあたっては、切羽状況により進行長・穿孔数をそれぞれ調整し、地山に適した施工を行う。

2) 装薬発破

予備ステージと同じ。

発破時には、施工機械等を立坑内へ吊り上げて退避させる。

3) 換気

予備ステージと同様に立坑施工時の換気設備を延長して対応する。

4) ずり出し

予備ステージの換気立坑側と同様に施工する。ずりの集積は 0.04m³ 級バックホウにて立坑下に集積する。切羽が立坑より離れたら2台で処理を行う。

5) 吹付コンクリート

ずり処理完了後、掘削面の浮石を十分に撤去した後に吹付コンクリートを施工する。地山の状況により、上半部あるいは下半部をそれぞれまとめて施工してもよい。ただし、下半部の掘削前には上半部の支保は完了させる。

6) サイクルタイム

取り合い部のサイクルタイムを表 7.1-4 に示す。

掘削実稼動日数は、18 日(暦日 24 日)となり、前提条件の掘削工期 3.0 ヶ月以内の目標は達成可能である。

表7.1-3 主立坑・中間ステージ取合い部 サイクルタイム

掘削サイクルタイム

項目	記号	単位	坑道	切拡	計算式 / 設定根拠等
設計掘削断面積	A1	m ²	9	33	坑道3m×3m、切拡げ高さ3m×幅11m
掘削断面積 (余堀含む)	A2	m ²	9.6	36.85	余掘り20cm(坑道)、27cm(切拡)
1発破進行長	B	m	1.2	1.2	
m ² 当り穿孔数	C	孔/m ²	4	4	
穿孔長	D	m	1.3	1.3	B+0.1
削岩機使用台数	E	台	2	4	
のみ下り速度	F	m/分	0.25	0.25	
1台当り穿孔数	G	孔/台	18	33	A1×C/E
削岩準備		分	75	30	機材搬入(コンプレッサ15'、レッグドリル15')、足場材搬入15'、足場組立15'、作業員入坑15' (切拡時は並行作業として30'を想定)
穿孔		〃	140	257	D×G/F×(15/10) 連続10分で5分休憩 (労働基準局長通達608,610号)
削岩機移動 (各孔間)		〃	36	66	G×2分
装薬準備		〃	15	15	火薬類運搬等
装薬		〃	18	50	A1×C×1.5分/3(4)人
発破退避		〃	30	30	足場解体15'、足場搬出・作業員退避15' (機材搬出は装薬準備? 装薬時に並行)
発破・換気		〃	20	20	換気15分
その他		〃	10	10	照明設置等
掘削計		分	344	478	(5.7時間、8.0時間)

ズリ出しサイクルタイム

項目	記号	単位	坑道	切拡	計算式 / 設定根拠等
総ズリ量	ΣQ	m ³	19	73.0	9.6(36.85)×1.2×1.65
ズリキブル容量	V0	m ³	6.0	6.0	2台
シャフトマッカー容量	V1	m ³	0.4	0.4	平成10年度設計研究成果から引用
巻上げ回数	n	回	4	13	ΣQ/V0
ズリ出し準備		分	15	15	機械搬入
揚ズリ時間	Tq	〃	90	293	キブル巻上機電動機出力1500kWで最大速度300m/minを想定、ズリ積込時間>揚ズリ時間より、ズリ積込時間×キブル巻上回数で算定、(V0/V1×1.5)×n、シャベル積込時間は1.5分/回を想定
キブル交換	Tc	〃	4	13	1分/回を想定
浮石落し		〃	15	25	
跡片付け		〃	15	15	機械搬出
測量		〃	10	10	
その他損失		〃	15	15	機械故障等
ズリ出し時間計		分	164	386	(2.8時間、6.5時間)

吹付コンクリートサイクルタイム

項目	記号	単位	1次	2,3次	計算式 / 設定根拠等
吹付コンクリート量	Qc	m ³	53	40	余吹(t=5cm)含む+ (リハウンドロス20%を想定)
コンクリートキブル容量	Kc	m ³	2.5	2.5	
吹付準備		分	15	15	
吹付		〃	318	240	10m ³ /h
跡片付け		〃	45	45	
吹付コンクリート計		分	378	300	(6.3時間、5.0時間)

※平成10年度設計研究成果、国土交通省積算基準、農林水産省積算基準、を参考に設定

掘削日数：(344+164)×(5サイクル×2.7レベル) + (478+386)×(15サイクル×2.7レベル) + (378+300) = 42,528分 (709時間)
 42,528 / (540分/方×2方/日) = 40日

表7.1-4 換気立坑・中間ステージ取合い部 サイクルタイム

掘削サイクルタイム

項目	記号	単位	上半	下半	計算式 / 設定根拠等
設計掘削断面積	A1	m ²	12.3	10	上半：幅5m、高さ3m、下半：幅5m、高さ2m
掘削断面積（余堀含む）	A2	m ²	14.2	11.88	余掘り20cm考慮
1発破進行長	B	m	1.2	1.2	
m ² 当り穿孔数	C	孔/m ²	4	4	
穿孔長	D	m	1.3	1.3	B+0.1
削岩機使用台数	E	台	3	3	
のみ下り速度	F	m/分	0.25	0.25	
1台当り穿孔数	G	孔/台	17	14	A1×C/E
削岩準備		分	75	75	機材搬入（コンパレッサ-15'、レッグドリル15'）、足場材搬入15'、足場組立15'、作業員入坑15'
穿孔		分	133	109	D×G/F×(15/10) 連続10分で5分休憩（労働基準局長通達608, 610号）
削岩機移動（各孔間）		分	34	28	G×2分
装薬準備		分	15	15	火薬類運搬等
装薬		分	25	20	A1×C×1.5分/3人
発破退避		分	45	45	足場解体15'、足場搬出15'、作業員退避15'（機材搬出は装薬準備？装薬時に並行）
発破・換気		分	20	20	換気15分
その他		分	10	10	照明設置等
掘削計		分	357	322	(6.0時間、5.4時間)

ズリ出しサイクルタイム

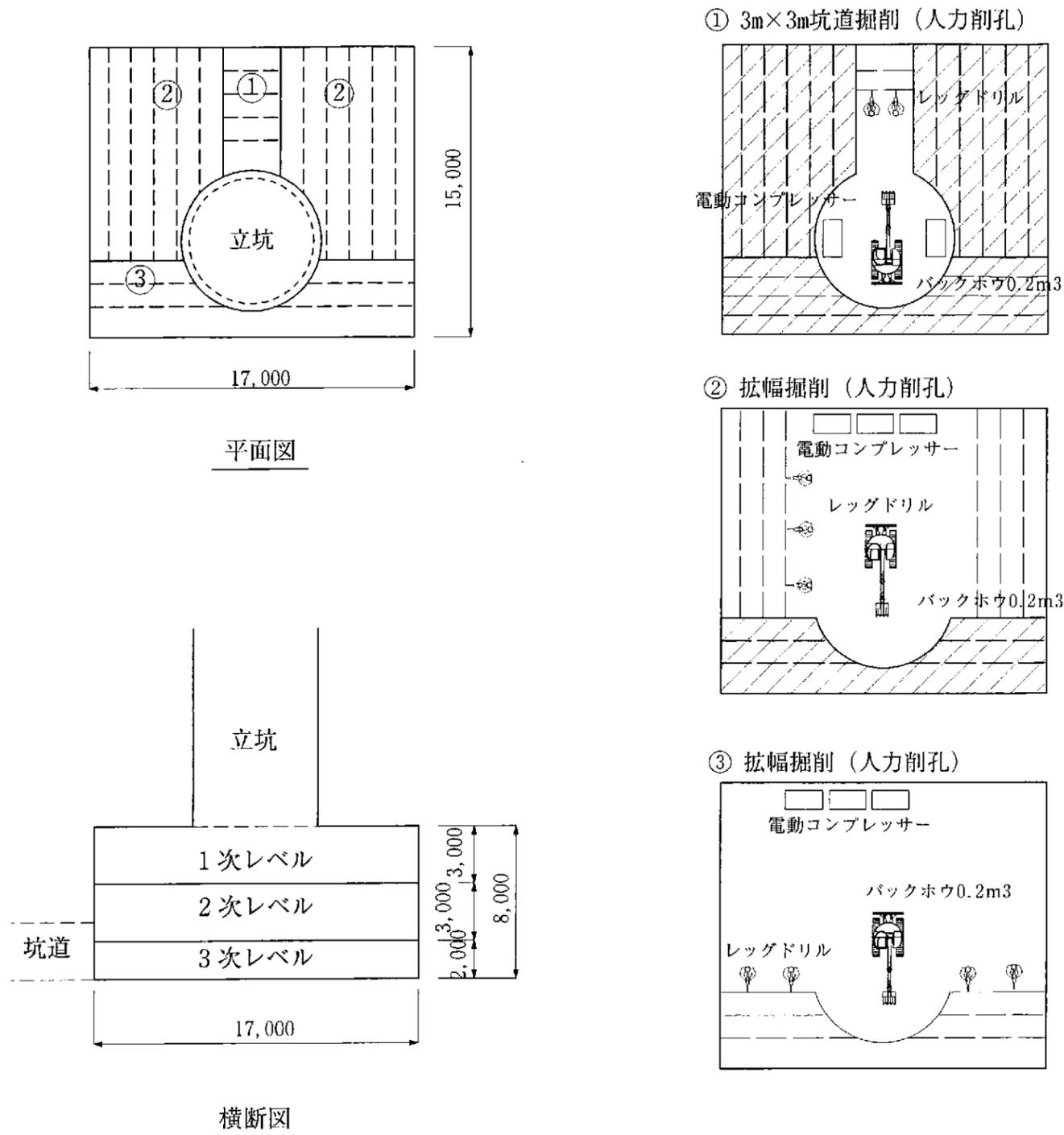
項目	記号	単位	上半	下半	計算式 / 設定根拠等
総ズリ量	ΣQ	m ³	28.1	23.5	14.2(11.88)×1.2×1.65
ズリキブル容量	V0	m ³	2.0	2.0	2台
シャフトマッカー容量	V1	m ³	0.2	0.2	主立坑より内径が小さいことを考慮して設定
巻上げ回数	n	回	15	12	ΣQ/V0
ズリ出し準備		分	15	15	機械搬入
揚ズリ時間	Tq	分	225	165	キブル巻上機電動機出力600kWで最大速度300m/minを想定、ズリ積込時間>揚ズリ時間より、ズリ積込時間×キブル巻上回数で算定、(V0/V1×1.5)×n、シヨベル積込時間は1.5分/回を想定
キブル交換	Tc	分	15	12	1分/回を想定
浮石落し		分	25	25	
跡片付け		分	15	15	機械搬出
測量		分	10	10	
その他損失		分	15	15	機械故障等
ズリ出し時間計		分	320	257	(5.4時間、4.3時間)

吹付コンクリートサイクルタイム

項目	記号	単位	上半	下半	計算式 / 設定根拠等
吹付コンクリート量	Qc	m ³	1.1	0.5	余吹(t=5cm)含む
コンクリートキブル容量	Kc	m ³	1.5	1.5	
吹付準備		分	15	15	
吹付		分	30	30	
跡片付け		分	15	15	
吹付コンクリート計		分	60	60	(1.0時間、1.0時間)

※平成10年度設計研究成果、国土交通省積算基準、農林水産省積算基準、を参考に設定

掘削日数：(357+320+60)×14サイクル+(322+257+60)×14サイクル=19,264分（321時間）
 19,264 / (540分/方×2方/日) = 18日



取合い部の掘削は鉛直方向に3段階に分けて行う。

1次レベル掘削

- ① 立坑より、3.0m×3.0mの導坑掘削を行う。
- ② 導坑掘削完了後、側壁部の拡幅掘削を行う。
- ③ ①、②部分の掘削完了後、立坑の反対側の拡幅掘削を行う。

2、3次レベル掘削

- ④ 1次レベルの掘削が完了後、同様に2、3次レベルの掘削を行う。

1. 削 孔

削孔はレッグドリルによる人力削孔とし、1発破進行長は、1.2mを基本に行う。

2. ずり出し

バックホウ（0.2m³）にてずりの集積・こそくを行う。ずりキブルへのずりの積込みはシャフトマッカ（0.4m³）にて行う。

3. 支 保 工

各掘削段階において、必要な支保（吹付けコンクリート、ロックボルト等）を施工する。特に1次レベルの支保は、2次掘削以後の安全性と施工性を考慮して、確実に仕上げておく。

2、3次レベルの支保は、地山の状況により、掘削後まとめて施工することも可能である。

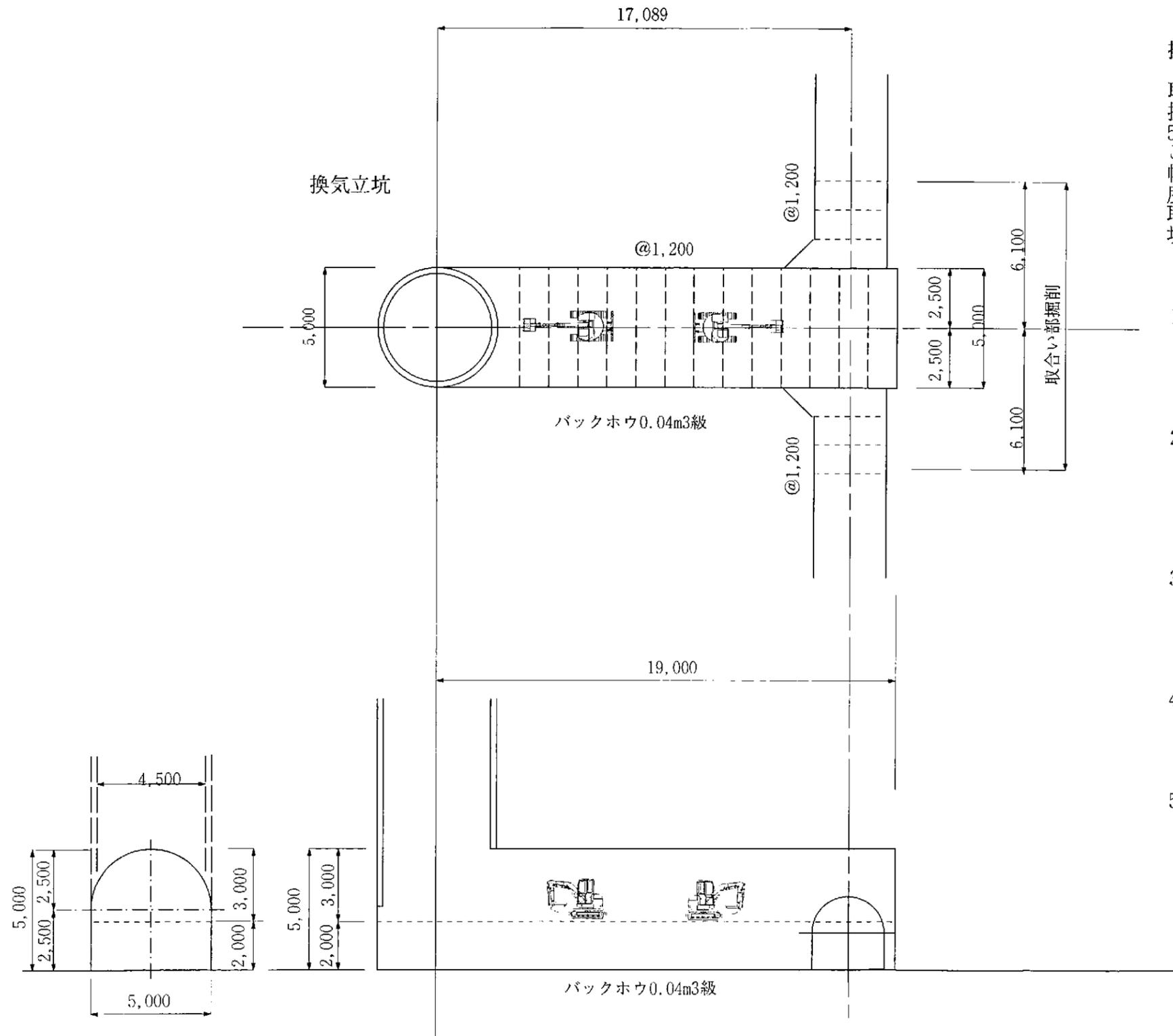
4. 換 気

立坑設備を延長して行う

5. 工 期

実稼動：40日（暦日：52日+α日）

図7.1-2 主立坑と中間ステージの取合い部の施工概要図



換気立坑・中間ステージ取合い部掘削

取合い断面部は、上半・下半に分けて掘削する。
 掘削断面は、施工性と後の中間ステージの坑道掘削を考慮し、
 5.0m×5.0mとし、坑道との交差部まで掘削する。
 この区間は、機械の退避・入替えの場所となるため、なるべく
 幅員が広いことが望ましいが、今回は換気立坑の掘削径と同程
 度になっている。
 取合い断面部が所定の位置まで掘削完了したら、中間ステージ
 坑道部を3.6m程度両方向に掘削し、坑道本施工に備える。

1. 削 孔

削孔はレッグドリルによる人力削孔とし、1発破進行長は
 1.2mを基本に行う。

2. ずり出し

バックホウ (0.04m³) にてずりの集積・こそくを行う。
 切羽が立坑より離れたら、2台でずりを立坑下まで集積する。
 ずりケーブルへの積込みはシャフトマッカ (0.2m³) にて行う。

3. 支 保 工

断面が比較的大きいため岩片の剥落防止のため吹付けコンク
 リートを行う。

4. 換 気

立坑設備を延長して行う。

5. 工 期

実稼動：18日 (暦日：24日 + α日)

図7.1-3 換気立坑と中間ステージ取合い部の施工概要図

7. 2 水平坑道の施工検討

中間ステージ及び最深ステージの水平坑道では、一部TBMによる掘削が考えられている。大深度地下におけるTBM掘削の実現性の実証や技術的課題の抽出を念頭におき、研究を実施するために考慮すべき点（例えば、切羽観察）や施工性の観点（例えば、ずり出し、搬入方法、組立てヤード等）などに基づき、TBMによる坑道掘削の施工方法について検討を行った。

また、現在想定しているスパイラル坑道におけるTBM掘削の適用性の検討を行った。

7. 2. 1 TBMの長所・短所とMIUにおけるTBM適用性

本項において、TBMの各長所・短所に対してMIUにおけるTBMの適用との関連を対比し、適用する場合の問題・課題等の抽出及びMIUにおけるTBM適用の目的（位置付け）を明確にする。

(1) TBMの長所とMIUにおけるTBM適用との関連

① 作業が連続的に行えるので施工速度が速く、工期の短縮が図れる。とくに、安定した地山を長距離施工する場合はこの特徴が顕著となる。

【 $\phi 3\text{m}$ スパイラル坑道の目的は、立坑で最深ステージに到達する為には断層を貫通しなくてはならず、断層貫通による最深ステージでの研究に影響を与える地質環境の変化を避けるため貫通時期を最深ステージでの研究の最終段階に設定し、立坑で断層を貫通するまでは、スパイラル坑道で最深ステージにアクセスし、最深ステージの研究を展開することである。従って、最深ステージにより早く到達できるようにTBMを採用することも選択肢の一つと考えられる。但し、地質は月吉断層の影響が顕著な断層割れ目帯であり、曲率半径40m、下り10%の急勾配で延長が約750mであるというスパイラル坑道掘削にTBM工法が適用でき、計画どおり或いは工期の短縮が図れるかは検討を要する。】

② 発破のような大きな衝撃を与えずに地山を掘削できるため、岩盤の緩みがほとんど発生せず、崩落、肌落ちの危険が少ないため支保工が軽減できる。また、余掘りが少なく覆工費も経済的となる。

【 $\phi 2.2$ および $\phi 3\text{m}$ TBMともに、MIUに適用する理由と合致する。岩盤の緩みが発破掘削よりも少なく、また、支保工の低減による支保工による地質環境への影響を少なくできることは、研究に適した掘削工法である。】

③ 掘削壁面が平滑であるので、無圧水路トンネルでは覆工を必要としない。

【掘削壁面が平滑で連続した地質状況が壁面で確認できることから、発破工法に比べ亀

裂や地層境界、断層などの不連続面の走向・傾斜などの測定が容易で、研究に適した掘削工法である。】

④ 振動、騒音が少ないので、周辺の住民や構造物への影響が少ない。

【MIUにおけるTBMの適用の地下深度が500m以深であることより、このために適用する理由はほとんど無い。】

⑤ 発破工法に比較して熟練作業員への依存度は低く、切羽での直接作業が少ないため、施工の安全性が高い。また、シールドや保護ルーフの装備、カッタヘッド内でのカッタ交換可能な構造、密閉式運転室、高性能集塵機などの採用により、安全性と作業環境の改善が計られている。

【深地層の硬岩であることより山はねや月吉断層の影響が顕著な断層割れ目帯での崩落、肌落ちの発生を想定すると、切羽での直接作業が少ないため、施工の安全性が高いことはTBM適用の理由のひとつとなりうるが、マシンが山はねや弱層で拘束(捕捉)された場合の対応が難しくなる可能性が有る。なお、日本トンネル技術協会のアンケート調査結果ではトラブル発生の地山現象が①肌落ち・崩落、②地山の押出し、③湧水、④地耐力不足、⑤その他で分類されており、機体締付け(マシンの拘束、捕捉)は②地山の押出しによって拘束されるということが報告されている。】

(2) TBMの短所とMIUにおけるTBM適用との関連

① 機械の購入費や運搬、組立、解体費が高く、また、機械の設計、製作のリードタイムが長い。そのため、施工延長の短いトンネルには適用しにくい。

【この項目は経済性を優先する道路・鉄道トンネル等を対象にした場合であり、MIUの場合は、主として、研究のために適用するのであり、この項目は2次的に考慮されるべきである】

② 施工途中での掘削径の変更ができない。また、オープン型は製作工場ですら約±10%程度まで改造可能だが、シールド型はほぼ不可能である。

【特に、想定していないような支保工、例えば、吹付けコンクリート以外のロックボルト(ロックボルトは作業空間が狭く、作業効率が良くないことより、鋼製支保工が用いられることが多い)や鋼製支保工がマシン後方に施工を余儀なくされた場合、マシンの後退ができなくなる。道路・鉄道トンネルのように到達貫通地点があれば後退できなくとも支障はないが、MIUでは到達貫通地点がなく、マシンを回収するためには到達地点

でマシン周囲を拡幅掘削し、解体・回収しなければならない。また、断面変更やルート変更等の設計変更に対する対応性が発破工法に比べ劣る。】

③ 発破工法に比較して適用地質に制約がある。(最近はシールド型でのセグメント(ライナ)の利用や、支保材料の改善により適用性が大幅に改善されつつある。)

【MIUにて想定される地質的な問題点は、山はねや月吉断層の影響が顕著な断層割れ目帯での崩落、肌落ちの発生と想定される。これらは、発破掘削でもそれ相応の対応が必要となるものであり、TBMが適用できない理由とはならないが、切羽にマシンが拘束された状態で、補助工法を施工しなければならないという難しさがある。ただ、このようなことも含めて、大深度地下におけるTBM掘削の実現性の検証をするという研究目的となる。】

(3) MIUでのTBM適用の目的

a) $\phi 2.2\text{m}$ TBM

- ① 試験坑道の掘削であり、掘削影響試験における、発破掘削と対比するため、できるだけ岩盤に緩みを発生させない掘削工法として採用。
- ② 掘削による岩盤の緩みの発生を少なくすることができ、力学的に応力集中のない、望ましい形状である円形断面であることによる空洞の安定性の向上により、無支保区間を多く確保できることによる、支保工による研究環境(地質環境)への影響を少なくすることができる掘削工法として採用。
- ③ 将来の処分場建設における処分坑道建設技術の研究の対象掘削工法として採用。

b) $\phi 3\text{m}$ TBM

- ① 研究坑道としてのスパイラル坑道を、岩盤に与える影響が少ない工法でかつ、発破工法より早い施工速度(より早い時期に最深ステージに到達)が期待できる掘削工法としてTBMの採用。
- ② TBMによる地下施設建設技術の研究の対象掘削工法として採用。

7. 2. 2 TBMの適用の検討項目と検討条件

本項において、TBMを適用する場合に検討しなければならない項目(ポイントとなる項目)とMIUにおけるTBMの検討条件を明確にする。

TBMを適用する場合に検討しなければならない項目は以下のとおり。

(1) 地質条件

想定される地質は花崗岩：深度400から700m割れ目が少ない健岩部、MIU-1孔コア一軸圧縮強度最大225MPa、深度700から1000m月吉断層の影響が顕著な断層割れ目帯である。

1) TBM工法における地山条件調査項目

① TBM工法採用の可否判定を目的とした調査項目

TBM工法採用の可否に影響を及ぼす地質的条件とそのための調査項目を表7.2-1に示す。表より、「岩盤の硬さ」「断層破碎帯や亀裂の程度」「地下水状況」「膨張性など特殊地質の有無」「ガス、石油などの有無」などの地質条件を明らかにすることが必要である。

表 7.2-1 TBM工法選定のための基本的地質調査項目

調査項目		全般的な調査		必要に応じて行う調査															
		地質調査	深部探査	ボーリング調査	電気探査	ボーリング孔内試験		サンプルによる岩石・土質試験										湧水・漏水調査	
地質条件						湧水試験	逆圧検層	比通	圧縮強度	引張強度	粒度分布	含水率・空隙率	シ・ア硬度	弾性係数	ポアソン比	摩擦係数	X線分析		
地山の硬軟	岩石トンネルの掘削性 (火成岩、変成岩および中生代、古生代の層状岩など)	◎	◎	◎			○	◎	◎	○			○	◎	○	○			
	軟岩～土砂トンネルの掘削性 (第三紀～第四紀の堆積層など)	◎	◎	◎				◎	◎		◎	○							
断層帯	位置・規模・断層帯の確認	◎	◎	◎		○	◎											○	○
地下水	特に深部～第三紀層の帯水層の確保、また最大湧水量、帯水問題の起こる可能性がある場合	◎		◎	○	◎						○							◎
膨張性・断層性土質	トンネル内のみくちみ出しの可能性がある場合	◎	○	◎				◎	◎	○			◎	○	○	○			◎
腐食・鉱物質など	湧出、湧出が予想される場合	◎		○	○	○													○

◎ 常に有効な調査法 ○ 実施しなくてもよい調査法

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

②TBMの施工性の把握を目的とした調査

TBMの施工速度を左右する地質的要因については、特に岩盤の硬さや亀裂程度に着目した詳細な地質要因を調査する必要がある。TBMのマシン形式選定や施工速度評価に関わる地質調査項目との関係を表7.2-2に示す。

表 7.2-2 TBMの設計に関わる地質調査項目

T B M 設計項目 地質調査項目	T B M 形式							試験方法
	基本形式	グリッパー カッター パシコー 面圧	カッター 取付け 方式 (内・外)	方式と 大きさ 外面 プロテ クタの	(純)掘 進速度	カッター 消費 量	カッター 転動係 数 (トルク/ 推力比)	
岩の種類					○	○		地質踏査・ボーリング
一軸圧縮強度(地山&コア)	N/mm ²	○	○			○	○	一軸圧縮強度 JHS 719-1997
圧裂引張強度(コア)	N/mm ²				○			圧裂引張試験 JIS M 0303
RQD(コア採取率)	%	○						ボーリング調査
弾性波速度(地山&コア)	km/s	○	○		◎		○	弾性波速度試験 JHS 720-1997
割目の間隔と方向		○	○	○	◎		○	地表踏査
石英含有率	%					◎		顕微鏡・X線回折 JHS 725-1997
岩脈および断層破砕帯の状況		◎	○	◎	○	◎	○	地表踏査
湧水量・地下水位(水圧)		○						ボーリング調査
水質		○		○			○	◎ 水質試験
77ラッパ値 SieverのJ値 AVS値	DRI値 CL値				△			トロッグテスト ニフティ試験

◎関連が強い調査 ○関連がある調査 △進行を把握する試験

注) ノルウェー技術研究所報文(Norwegian Institute of technology)
:PROJECT REPORT 1. B3'HARD ROCK TUNNEL BORING'に示されたものでDRIから純掘進速度を、CL1
からカッターライフを求めている。
DRI(Drilling Rate Index) 掘削速度指数 : 岩の割れ易さの指数 S_{80} と穿孔し易さ指数 SJ 値から経
験的に求めた値。
CL1(Cutter Life Index)カッター寿命指数 : 切削時間に対するローラーカッターの寿命。
 $CL1=13.84 \times (SJ \text{ 値} / AVS \text{ 値})^{0.394}$
SieverのJ値(SJ値) : カッターがどれだけ岩石の中へ、押し込み可能かを表
す値。(岩石の脆さ〔クラック性向〕をいかに有効に
利用できるかを示す値)
AVS値(77ラッパ値) : 岩石の研削性を示す値。
77ラッパ値 S_{80} : 岩石を破砕するに必要な、エネルギー量を表す値。

引用: 日本トンネル協会(2000): TBMハンドブック

TBM工法においては、岩盤の硬さに加え亀裂の情報がマシン形式選定も重要な要素となる。例えば岩盤が硬くても、亀裂頻度が全般的に高い場合や、トンネルルートに幅の広い破砕帯などの遭遇が予想される場合には、推進反力の確保や、地山支保の観点から、シールド型を採用することになる、従って、RQDやコア採取率、亀裂面の粘着力、断層破砕帯の性状などを調査する必要がある。

2) TBMトンネル掘削に影響を及ぼす地質要素

TBM法を適用するトンネルは高度な施工効率（高速施工と安全及び品質のよい施工）が求められ、これらはTBM機械と地質状況の合致によるものであり、単に「長大トンネル」とか「安全施工」といった条件から安易にTBMの適用が決定されるのではない。また、地質的トラブルに遭遇した場合、数ヶ月掘削ができなくなる危険性があることを認識しておく必要がある。TBMの施工性に影響を及ぼす地質的要因とそれに伴う現象を表7.2-3に示す。

表 7.2-3 地質要因とそれに伴うTBM施工の現象

◎最大の注意を要する ○注意 △可能性あり

TBMでの現象 地質要因		掘削作業不可	切り込み低下	カット		回転力		マシン拘束	方向制御不可	グリッパ		排土		ベルコイトラブル
				摩耗過多	偏摩耗	回転不足	トルク変動			反力不足	感震不能	取込過多	取込不可	
岩種	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス, 中古生層砂岩, チャート		○	○			○							△
	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩		△				○							△
	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩, 第三紀層砂岩, 礫岩				△			○					△	
	粘板岩, 中古生層頁岩									△				
	黒色片岩, 緑色片岩, 第三紀層泥岩				△			○		○			△	○
岩石・岩盤の性状	硬さ													
	硬質～超硬質		◎	◎			◎							
	低固結～未固結	○			○	○			◎	○	○	◎		○
	多量の石英含有			◎										
	多亀裂						○							△
	断層 破碎帯							○	○	◎	◎	○		
	掘削径以上	○				△								
	掘削径以下	△				△			△	○	△			
	風化および 熱水変質・温泉変質	△			○	△		○	◎	○	○		○	○
地質的現象	大量湧水	○												○
	崩落	△	○			○			○	○	○	◎		
	膨張・押し出し				○			◎	○		◎			○

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

上表のようにTBMの施工性を考える上で、種々の地質的な特徴やその複合した状況を考慮する必要がある。以下に、特に注意しなければならない一般的な地質要素について記す。

① 岩盤強度

岩盤強度の面から見た場合、一般的にTBM工法で最適な岩盤強度は、一軸圧縮強度で10MPa～130MPa程度が目安と考えられる。したがってN値で評価できるような地盤や200MPaを越えるような超硬質岩盤では順調な掘進速度が見込めない。またさらにこの目安も、亀裂頻度の大小や湧水量の有無、石英含有量などによりさらに掘進効率は左右され、適用範囲は狭くなる。岩盤強度から見た要注意地質は、硬質新鮮なチャート、風化花崗岩、火山地帯近傍などにおける熱水変質、新第三紀グリーンタフ地域での泥流堆積層などが考えられ、やむをえずこのような岩盤との遭遇が予想される場合には、その対策方法も含めて慎重な計画が必要となる。

② 亀裂程度

TBM工法を用いたトンネルは、真円形状の掘削断面となるため地山内応力の分布が在来トンネル断面に比べスムーズであり、掘削断面がグラウンドアーチを形成することで安定側に作用している。しかし、TBM工法では一次支保が切羽より数m後方の位置で行われることから、切羽を含めた掘削直後の坑壁の自立性を設計・施工計画段階でどのように評価するかが非常に難しく、また重要である。各種TBMタイプの特徴を理解するとともに、地山の亀裂状態の情報(亀裂頻度や亀裂面の状況、特に亀裂面挟在物による岩塊の分離しやすさなど)とそれに起因する地山坑壁の自立性の評価を検討することが重要である。

③ 膨張性地山

岩盤を構成する岩石の構成鉱物の中に、モンモリロナイトをはじめとする変質二次鉱物が含有される場合、水分に触れることにより、浸水崩壊や吸水膨張などの化学変化を起こすことがある。この場合TBM工法では、TBM本体の拘束や掘削ズリの正常な排出に支障が生ずることがある。

このような鉱物の含有は、事前の地質調査や岩石試験(X線分析、顕微鏡観察)さらにはスレーキング、スウェリング試験によって、ある程度予測することが可能である。また施工中の対策としては、早期の支保閉合、支保剛性の増加、オーバーカッティングなどがある。

④ 断層破碎帯

断層破碎帯に遭遇した場合には、通常いろいろな問題が発生する。これを、断層とトンネルの交差角度によって整理すると下記のとおり。

a) 断層破碎帯がトンネルと直交する場合(図 7.2-1 の a)

切羽が自立せずに切羽と面盤の間に土砂が崩落して、ズリの取り込みが不可能になる場合があるが、面盤が断層破碎帯を通過すると、その後の掘進は比較的早期に順調に向かう。

b) 断層破碎帯とトンネルが鋭角で交わる場合(図 7.2-1 の b)

地山側壁の強度が低いためにグリッパの反力が不足する。マシンが軟質な地山に引張られ、方向制御が困難になる。

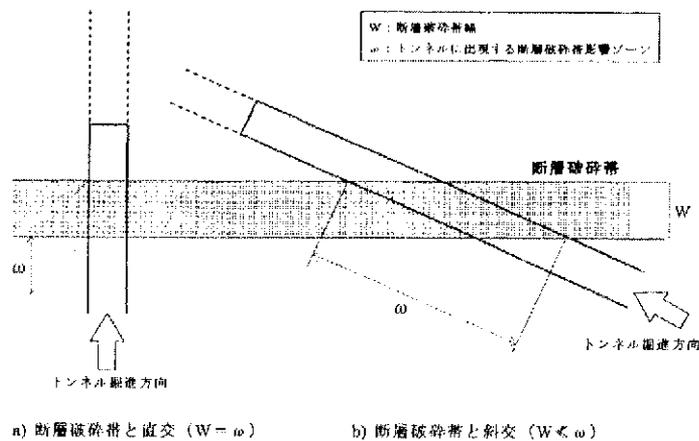


図 7.2-1 断層破碎帯とトンネルの交差角による影響ゾーン

引用：日本トンネル協会(2000)；TBMハンドブック

a) の場合の対策は、天端支保と切羽部のズリ処理により行われ、切羽はその間停止するものの、一過性の処理で対応可能となる。一方 b) の場合では、グリッパ部に置き換えコンクリートなどを打設して反力を得ることになる。また切羽に断層破碎帯が長い区間で連続した場合、軟質な方向にマシンが追従し、蛇行や沈下などで方向制御が困難になり、施工精度に支障を来す。なお、a)、b) 共に断層破碎帯の規模が掘削径より大きい場合、マシンが崩落のため拘束される可能性がある。

⑤ 湧水

断層破碎帯との遭遇にともなって、大量湧水をひきおこすことがある。この場合、地下水を遮断している断層破碎帯の出現傾向によっても施工性を大きく左右する(図 7.2-2)。予想される断層破碎帯が踏前部付近から出現する場

合には、たとえば断層背面に地下水が存在してもトンネル下部より湧水するだけであるが、天端より出現する場合は、突発湧水となる。

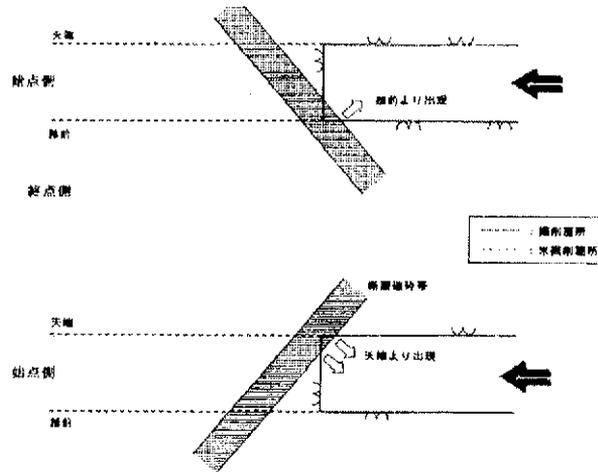


図 7.2-2 断層破碎帯の出現傾向

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

切羽からの湧水の量は、その大小によって次のような現象が予想され、TBMの掘削効率を低下させる。

- ① 0～1.5m³/min: 当初の排水設備に一部の補助排水設備の増加が必要となる。
- ② 1.5～3.0m³/min: 切羽からの湧水で、掘削ズリが流出したり、ベルトコンベアに乗らなくなるものが増え、人力によるズリ処理が必要になる。トンネル勾配によっては、排水設備も6インチ以上のポンプが複数必要になることがある。
- ③ 3.0～5.0m³/min: 切羽のズリが湧水で流出し、強制排水していても鋼製枕木・レールの敷設が困難になる。ポンプ排水以外の水抜き工の検討が必要となる。
- ④ 5.0m³/min 以上: 水抜きのための油圧式ロータリーパーカッションボーリングでも湧水圧に負けて削孔困難。本坑を迂回する排水トンネルなどの設置が必要となる。

TBM工法は、大容量の電気で運転するトンネルであり、上述のような突発湧水以外で1.0m³/min程度の恒常湧水でも、トンネルの勾配によっては、水没や電気系の故障が発生する危険性もあるため、先進ボーリング設備の搭載

や非常用排水ポンプの常備など、調査や排水計画に配慮しておく必要がある。

以上、注意しなくてはならない地質環境要素について記したが、TBMの適用においては以下の点を十分念頭において決定しなければならない。

「NATMでは、掘削中に切羽での地質状況や地山の挙動を観察しながらその地点で、掘削断面を変化(大きく)させて支保ができるのに対して、TBM工法では、高速掘進をしながらも切羽の状況が観察できないことや、地山不良部でも同一断面内で対策工を選択しなければならないこと、さらに、切羽で直接対応ができないことと、ひとたび大規模崩落が発生した場合、マシンへの影響、すなわち研究工程への影響が非常に大きい。」

(2) 掘削延長・線形等施工条件

掘削延長・線形などの条件は、試験坑道 $\phi 2.2\text{m}$ は延長約 100m 程度であり研究上より、部分的に坑道の線形が曲線となる。スパイラル坑道 $\phi 3\text{m}$ は 10%下り勾配、曲線半径 40m で約 750m 程度である。

1) 掘削速度と掘削径、施工延長の関係

TBMの高速掘進性は、本工法の最大の魅力であり、海外では最大月進が 2,000m を越える例も報告されているが 1999 年 3 月末時点での国内記録は口径 $\phi 4.5\text{m}$ の TBM による最大月進 670m、最大日進 62.2m である。また、1986 年以降に施工された延長 2,000m 以上の 32 件の平均月進は 222.1m である。

ア) 施工延長と平均月進

1986 年以降に掘削を開始した事例の施工延長と平均月進の関係(図 7.2-3)より、次のことがわかる。

- ① 施工延長 4,000m 以下：延長が長くなるに連れて平均月進は増加傾向
- ② 施工延長 4,000m 以上：ほぼ 200~300m の月進
- ③ 岩種による明瞭な傾向は判断できない

なお、施工延長が短いトンネルの平均月進は小さくなっている。これは、延長が短いトンネルでは、全体工程の中で掘進速度が遅い初期掘進の占める割合が高くなっていることも一因と考えられる。

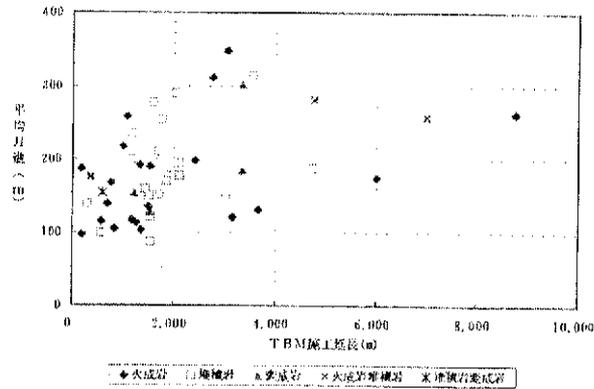


図 7.2-3 施工延長別の平均月進

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

1) 平均日進と最大日進

TBMによる掘進を円滑に進めるためには、想定最大の日進量に対応できるTBM本体仕様や仮設備などを計画する必要がある。

平均日進と最大日進の関係(図 7.2-4)より、平均日進と最大日進の間には比較的強い相関が見られることがわかる。これは、想定日進に対応する最大日進に合わせて、TBM本体仕様や、ずり搬出能力が決定され、排水管・電線・軌条などの延伸計画などが立案されていることによるものと考えられる。

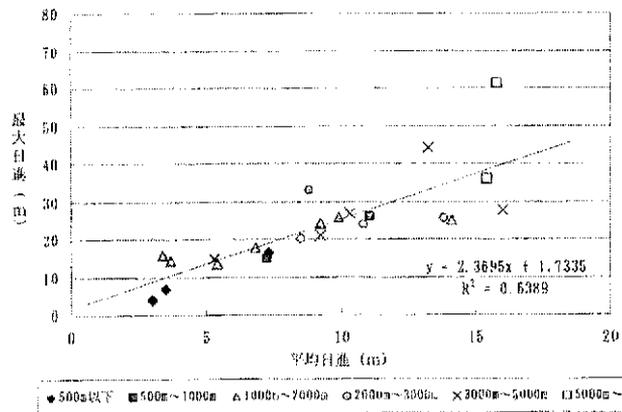


図 7.2-4 国内実績における平均日進と最大日進の関係

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

ウ) TBM径別の平均月進

1986年以降の65例の実績によるTBM径別と平均月進の関係(図7.2-5)からは、小口径の件数に比べて、中・大口径の件数が少ないため、TBM径と平均月進の間に明瞭な関係は見られない。

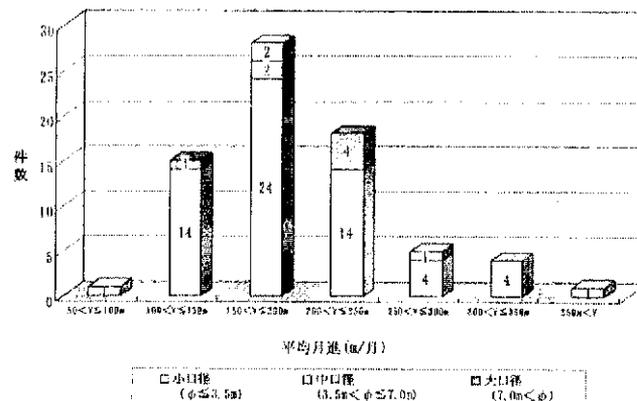


図7.2-5 国内実績におけるTBM径別平均月進

引用：日本トンネル協会(2000)；TBMハンドブック

2) 線形条件 (線形計画上の留意点)

TBM工法のトンネルの線形は、使用目的および施工性の面からできる限り直線とすることが望ましい。曲線を入れる場合には、TBMの油圧ジャッキなどの機械特性や、TBM本体から後続設備を含めた機体の長さを考慮して、掘進に支障のない曲線半径(概ね150m以上)を考える必要がある。今回のMIUでは曲線半径40mに対応できるマシンを検討する必要がある。

3) 勾配

TBM工法では資材搬入のため断面的(断面が小さいことより)にレール方式を採用することが多いため、50/1000を越える場合にはウインチ設備などが必要となる。また、斜坑や立坑を掘削する場合には地質的トラブルに対して対処方法に選択肢が狭く、マシンの姿勢制御も容易でないことより、採用にあたっては事前の地質調査を入念に行い、十分な検討が必要である。

特に、スパイラル坑道は下り勾配で施工することより、突発性湧水やこれによる電気系トラブルによるポンプ停止などにより、マシンが水没しないように、十分な排水設備能力を計画・検討することが必要である。

また、ズリ出しの方式についても検討する必要がある。(ベルトコンベヤ、スクリーンコンベヤ)

4) 方向・姿勢制御

TBMが計画線上を正確に掘進するためには、地質の影響などにより変化する掘進姿勢と掘進方向との差異(TBMの挙動特性)を考慮し、適正な姿勢で掘進する必要がある。

TBMが岩盤を掘進中、機械の特性、測定の誤差などで偏位、偏角の差異が生じた場合(図7.2-7参照)無理のない掘進軌跡になるよう、リアルタイムに本体の方向制御を行わなければならない。

TBMの基本的な方向制御は、10ストローク程度の先行位置を想定して現在の姿勢を制御するが、基本計画線から差異が生じた場合、その差異(偏位、偏角)に応じた姿勢制御を含む方向修正の掘削計画線を再度計画して、効率良く円滑に基本線に戻すようにする。また急激なジャッキ操作は、円滑な修正軌跡が得られず、いわゆるS字カーブの連続になりやすい。(図7.2-8参照)

オープン型TBMの場合は、外殻が短いため、シールド型TBMと比較して方向修正がし易い。急曲線の施工事例としては、高速道路の大断面トンネルの導坑として採用され、従来では困難とされていたR=30mの急曲線に対応した実績がある。このシールド型TBMはあらかじめ本体を3分割にすることで中折れ機構を装備し、ずり搬出用コンベヤおよび後続台車の構造も急曲線対応とし、施工を実現した。

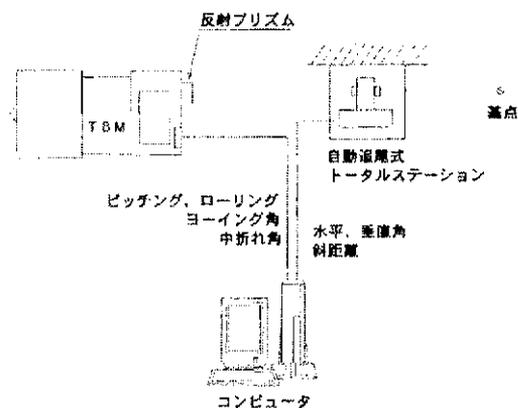


図7.2-6 精密型自動追尾トータルステーション概念図

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

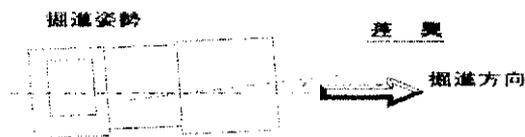


図7.2-7 掘進姿勢差異発生例

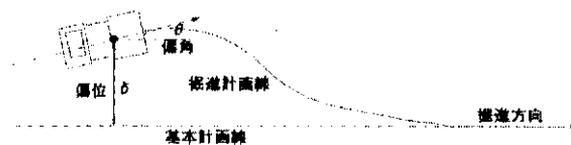


図7.2-8 掘進計画線の設定

引用：日本トンネル協会(2000)；TBMハンドブック

(3) 立地（工事）条件

ケーブルクレーンにてサイトに入場、立坑より地下深部に搬入し、アッセンブリーホールにて組立て、発進坑より発進し、掘削終了後回収など、各施工ステップにおいて必要となる地下空間、及び搬入、発進、回収方法の検討に必要な条件について記す。

トンネル工事における立地条件調査項目は、一般的に①坑外設備、②建設副産物の処理設備、に加え、特にTBM工法においては、③ずり処理場、④TBM搬入出路、⑤組立・解体ヤード、⑥工事電力設備等である。

- ① 坑外設備：坑口設備、プラント設備、仮設建物、受電設備などは発破工法と条件は同様である。
- ② 建設副産物の処理設備：濁水処理設備の規模、能力は発破工法と条件は同様である。
- ③ ずり処理場：一般的に発破工法に比べ、1日当りずり処理量が5～10倍になるため、処理可能な用地、運搬設備の検討が必要となるが、MIUにおいては研究のための掘削であり発破工法に比べ1日当りの掘削量が極端に増加するとは考えられない。
- ④ TBM搬入出路：TBM搬入出のための条件(制限幅、制限高さ、制限重

量等)、特にケーブルクレーン、主立坑における搬入制限は下記である。

TBMの搬入の条件(最大分割寸法と重量)

ケース1:ケーブルクレーンでサイトに資機材を搬入時

重量:9.5t

ケース2:立坑設備で地下に搬入時

重量:15.5t(キブル1500KW)

幅:2.7m(スカフォード開口部通過時)

⑤組立・解体ヤード:TBMを組立解体するヤードの確保、特に組立ヤードの十分な広さ。

⑥工事電力設備:TBMをはじめとする各種設備に対する電力供給能力

(4) TBMの仕様(TBM型式)

TBMの型式と地質、坑道曲線半径、ディスクカッター交換方法、切羽観察方法について記す。

1) TBM型式と地質

TBMの基本仕様を決定する上で重要なことは、TBMに関連する付帯設備との能力バランス、工事工程、他工事への転用、機械寿命、仕様グレードなどを勘案して計画することである。

①TBM基本仕様設定手順

TBMの基本仕様は、トンネル掘削径決定後、種々の設定条件の基でTBMが最も有効に稼動するように、図7.2-9の手順で設定される。

②TBM型式選定

TBMは、基本的型式はオープン型とシールド型に大別されるが、近年オープン型に補助推進ジャッキを装備した改良オープン型TBMが開発されている。TBM型式選定にあたっては、地質条件・掘削計画・支保の種類・数量などを総合的に勘案する必要がある。

地質に関しては軟弱層への対応性、地山の緩み、補助工法の施工性、亀裂地山への対応性、膨張性地山への適応性などを比較検討することが重要である。

また、全ての条件に適応できる万能のTBMを製作することは困難であり、

選定にあたっては、掘削距離の主要部を占める地質に力点を置いたり、補助工法をどう折込み、対処するかが重要な判断要素となる。

また、後続設備との能力バランス、転用を加味した大局的仕様決定が要求される。

表7.2-4はオープン型TBMとシールド型TBMの機能を比較したものである。また、表7.2-5は施工性を比較したものである。

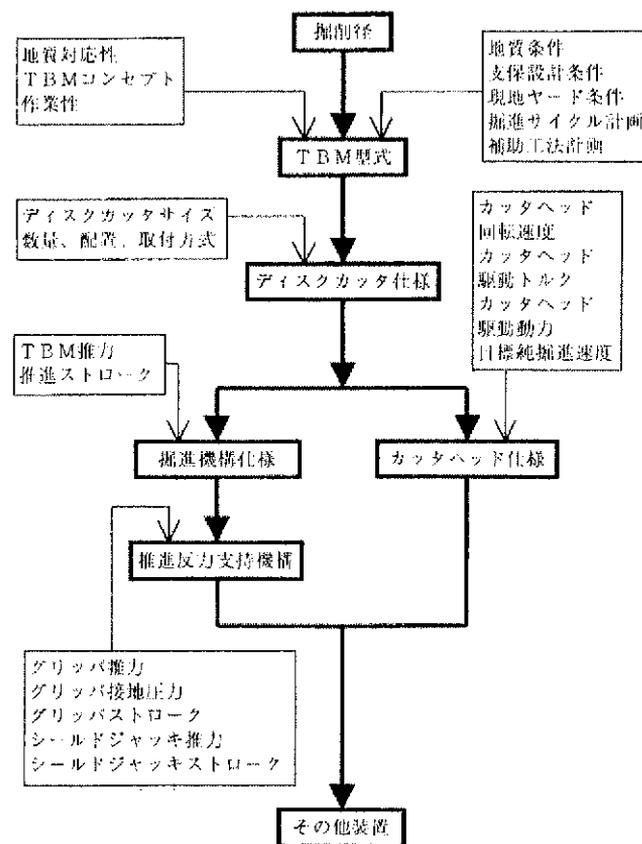


図7.2-9 TBM基本仕様設定手順

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

表7.2-4 TBM型式による機能比較

項目	オープン型TBM		シールド型TBM	
	オープン型TBM	改良オープン型TBM		
機能	トンネル視察 最小遠径	2.6m以上が望ましい。 TBM本体ずり排土方式がベルトコンベヤ方式になるため、構造上掘削径2.6m以下の場合には作業性に問題が発生する。	2.0m以上に適応。TBM本体ずり排土方式に流体輸送方式を採用することで、小口径TBMが可能。	
	TBM本体 (外殻)	TBM本体は機器の保護カバーの存在で機長は短かくできる。	TBM外殻構造物として形成されているので、機長は長くなる。	
	掘削機構	地質に応じたディスクカッタ、カッタヘッド形状の設計が可能。	同左	
	推進機構	スラストジャッキによる推進、シングルグリップとダブルグリップでは、スラストとジャッキの配置が異なる。	グリップが有効に作用しない地質では、セグメントやライナを反力体として補助推進ジャッキにより自力推進が可能。	スラストジャッキによる推進、スラストジャッキの配置で平行配置方式と傾斜配置方式がある。
	推進反力支持 機構 (グリップ)	TBM本体の後方に独立して設置され、左右拡張方式、X型拡張方式、ダブルグリップ方式などから選択できる。	グリップが有効に作用しない地質で、セグメントやライナを反力体として補助推進ジャッキにより自力推進が可能。	TBM本体の後部に内蔵され、左右拡張方式が基本である。グリップ盛り替え用として前部にフロントグリップを装備する。グリップが有効に作用しない地質では、シールドジャッキによりセグメントやライナを反力体として推進反力を支持できる。
	TBM本体排土 方式	ベルトコンベヤが基本であり、スクリュコンベヤや、スラリ輸送の実施例はない。 スクリュコンベヤの装備は困難。	ベルトコンベヤやスクリュコンベヤ、スラリ輸送すべての対応は可能で実施例がある。	
	方向制御	進行修正、方向制御は、メインビームを変位させることで容易。	スラストジャッキあるいは方向制御ジャッキとの協調による。	
	急曲線対応	TBMカッタヘッドと後部のグリップまでメインビームで連結し機長が長いので、100m R程度が最小曲線となる。	方向制御ジャッキを装備し、相応の屈曲構造をとれば、30m~50m Rまでのカーブ対応が可能。	

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

表7.2-5 TBM型式による施工性比較

項目	オープン型TBM		シールド型TBM	
	オープン型TBM	改良オープン型TBM		
掘 進 性	軟弱層	グリップ反力を確保できるようにグリップ当たり面の吹付け厚を増し、地山強度を補強する必要がある。	グリップが有効に作用しない地質ではセグメントやライナを反力体として補助推進ジャッキにより自力推進が可能。	機体が拘束されないよう軟弱層ではセグメントやライナを設置してシールド推進できる。
	地山の緩み	TBM外殻が短く(1D程度)、切羽から支保設置位置までの距離が短いので、緩み領域は一般的にシールド型に比較して小さい。		TBM外殻が長く(2D以上)、切羽から支保設置位置までの距離が長いので、オープン型より緩み領域は増大する。
	多発裂性地山	亀裂性地山では、TBM機体下で崩壊したずりを処理する必要があるため、掘削速度に影響を及ぼす場合がある。	セグメントやライナを使用すれば、崩落処理の必要性がなく、安定した掘削速度を確保できる。	同左
	地圧または膨張性地山	TBM外殻が短いことと、早期支保工を実施することでシールド型に比較して地圧の高い地山や膨張性地山への対応性は良い。		TBM外殻が長いので地圧の高い地山や膨張性地山への適用性は悪い。
施 工 性	先受け工、注入 など補助工法の 施工性	TBM外殻が短く、施工は1ストローク毎の対応が可能であるため、改良範囲・延長はシールド型に比較して小規模となり、施工性は良い。		TBM外殻が長く、施工はTBM本体後方からとなり、改良範囲、延長はオープン型に比較して大規模になり、施工性は良くない。
	支保工	TBM外殻が短かく、切羽から近い位置で施工可能。 (1D程度での施工が可能)		TBM外殻が長いので、施工位置が切羽から遠くなる。 (2D以上の後方施工)
	セグメントおよびライナ	セグメントやライナの設置はできない。	掘削径や大きさに左右されるが、改良オープン型ではセグメントやライナの設置が可能。	TBM本体後方で設置できる。
経 済 性	マシン価格	1.0	1.05~1.1	1.1~1.15
	応用性	掘削径の変更がある程度可能であるため、応用性は高い。		掘削径の変更が困難なため、応用性は低い。
	掘削速度	中硬岩ではシールド型より高速掘削が可能。崩落性や亀裂性の多い地山では地山条件に左右され、安定した掘削速度が得にくい。	崩落性や亀裂性の高い地山では、セグメントライナを使用することで、オープン型に比較して掘削速度のパラッキが少ない。	崩落性や亀裂性の高い地山では、セグメントライナを使用することで、オープン型に比較して安定した掘削速度が得られ易い。
	支保工費	地山条件に合わせて合理的な支保工を選択できるため、シールド型に比較して経済的な支保工費となる。		支保工設置が切羽から遅れるため、緩みが増え、過支保工になりやすい。

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

2) TBM型式と坑道曲線半径

表 7.2-4 の急曲線対応より、オープン型TBMでは最小半径が 100m 程度であり、シールド型TBMでは方向制御ジャッキを装備し、相応の屈曲構造（中折れ構造）をとれば、30m~50mRまでのカーブ対応が可能である。このことより、現在のTBM技術水準ではφ2.2m及びφ3.0mのTBM型式はシールド型となる。

3) TBM型式とディスクカッターの交換方法（交換作業の安全性）

表 7.2-6 型式別構造比較表より、オープン型TBMは外取付け及び内取付けの両方式、シールド型TBMは内取付け方式である。交換作業の安全性を考慮して内取付け方式の選定が望ましい。

表 7.2-6 型式別構造比較

TBM型式 項目	オープン型TBM		シールド型TBM
	オープン型TBM	改良オープン型TBM	
本体（外殻）	存在しない 駆動部の保護カバー的に存在する。（ルーフサポート）	ライナが組立られる長さで存在する	機長全長にわたり存在する TBM本体構造物であり、複数の胴体から構成されている
カッタヘッド	フラット型 ドーム型	ドーム型	ドーム型
カッター取付け	外取付け方式 内取付け方式	内取付け方式	内取付け方式
推進方式	スラストジャッキ + メイングリッパ	スラストジャッキ + メイングリッパ シールドジャッキ	スラストジャッキ + メイングリッパ シールドジャッキ
グリッパ形式	開放型 〔シングルグリッパ方式 または ダブルグリッパ方式〕		シールド内臓型
方向制御	メインビーム制御		スラストジャッキ 方向制御ジャッキ フロントグリッパ } による制御
急曲線施工	真っ直ぐなメインビーム構造のためTBM本体が屈曲せずやや困難		胴体接合部の中折れ構造によりTBM本体が屈曲するため可能
本体排土方式	ベルトコンベヤ		ベルトコンベヤ スクリーンコンベヤ ジェットポンプ
支保作業位置	ライナ以外の支保がルーフサポート部で可能 （メイングリッパ前方）	ライナを含めた支保がテールシールド部で可能 （メイングリッパ前方）	ライナを含めた支保がテールシールド部で可能 （メイングリッパ後方）
掘削径の変更	カッタヘッド、グリッパ等の改造により可能	カッタヘッド、グリッパ等に加え、シールド部の改造が必要でやや困難	シールド構造なので基本的には不可

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

4) TBM型式と切羽観察方法

φ2.2m、φ3.0mの小口径TBMではTBM形式に関わらず、作業スペースが非常に狭いことより、切羽近傍での作業は困難。切羽観察は掘進したマシンを一度後退させて、カッタヘッドに設けたマンホールより切羽を覗き観察するか、マシンの後方で掘削側壁面を観察するかである。

(5) TBM付属設備

MIUにTBMを適用する場合のTBM後続設備のあり方は、長大トンネルにおける掘進速度向上(経済性優先)における後続設備のあり方(編成)でなく、地下深部に資機材を立坑を経由して搬入出させること、特に、φ2.2mTBMの掘進長は100m以下であることを考慮すると、TBM本体後方に後続設備を牽引しながら掘進する方法でなく、最低限の付帯設備を切羽後方(アセンブリホール)に定置し、TBM本体とずり搬出設備(又は機械)のみで掘進する方法とならざるをえない。

付帯設備には下記の設備があるが、地質条件、施工条件より必要最低限の設備構成とすることが必要である。

- ・ズリ出し設備(積込み、搬送)
- ・集塵及び換気設備
- ・坑内先進ボーリング機(常時TBMにセットするか、掘削前にボーリング実施か、必要なときにマシンにセットするかを選択枝があるが、φ2.2mTBMは掘削長が短いことより、掘削前にボーリングの実施、φ3.0mTBMは掘削延長及び最低限の付帯設備とする主旨より、必要なときにマシンにセットすることになる。)
- ・排水設備
- ・給水設備
- ・給気、吹付けコンクリート設備
- ・研究に必要な設備(切羽観察のためにカッタヘッド前面に出ることができる構造としてマンホールの設置が望ましい。)

(6) 補助工法

TBM適用時に、想定されるトラブルに対して対処できるかどうかの検討。

1) TBM工法におけるトラブル対策の特殊性と基本

TBM工法は、山岳トンネルの急速施工方法として採用されるようになった。しかし、過去の施工事例によると、断層・破碎帯、高透水性・高地下水位地山、膨張性地山では、地質に起因する重大なトラブルが発生し、TBM本来の機能を発揮できず掘進が不可能になる場合もある。また、再発進するのに、薬液注入、水抜きボーリング、迂回坑、人力による拡張掘削などの対策が必要となり、多くの費用と時間がかかっている。そのため、TBM本来の高速掘進を確保するためには、不良地山の克服と不良地山に起因するTBM施工上のトラブルを回避することが重要である。

また、地山要因にもとづくトラブルと機械要因にもとづくトラブルに分けて検討する必要がある。

i) TBM工法におけるトラブル対策の特殊性

TBM工法におけるトラブル対策には、機械の構造上から、他の掘削工法と比較して次のような特殊性がある。

- ① TBM本体が切羽を専有しているので、切羽の直接的な観察や効果的な計測ができにくいこと、また後退が困難であることから、採用可能な対策が限定されたり施工効率も悪くなる。(切羽をTBMが占有しており、容易に切羽直後で処理できない。)
- ② 一度大きなトラブルが発生すると、その対策には他の掘削工法と比較して大きな工期・工費がかかる。
- ③ 小規模な崩落や肌落ちでは、掘進が可能で安全性に問題がない場合は、TBM本体後部で施工した方が経済性、掘進効率から有利になる場合が多い。
- ④ トラブル対策の遅れ、対策手段の不的確などによっては、時間の経過とともにトラブルのレベルがランクの大きい方向へと変化する可能性が高い。
- ⑤ TBM本体では、各種装置・設備が配置されているため、対策の施工スペースが確保しにくく、掘削径によっては、採用しうる対策が限定されたり、採用しても施工効率が悪くなったりする。

i i) トラブル対策の基本

TBM工法でのトラブル対策は、基本的には他の掘削工法と同様に地

山の安定と、掘進の阻害防止を目的に採用される。しかし、TBM工法では、前述の特殊性があることから採用可能な工法が限定され、過去に発生したトラブル事例とその対策方法を情報収集し、効果・工期・経済性などを総合的な観点から、計画・施工段階ごとに有効なトラブル対策を計画・施工することが重要である。

①計画段階

事前地質調査などにより掘削時のトラブル予測を行い、その可能性の程度により、TBM本体の設計・対策の計画を検討することが重要である。また、TBM掘進への影響程度を施工サイクルに加味することが必要である。

②施工段階

TBM掘進時には、地山観察、掘削ずり量、掘削ずり形状、機械データなどによる日々の掘進管理と効果的な切羽前方探査などを実施し、迅速なトラブルの予測に努めるものとする。また、トラブルが発生した場合は、TBM工法ではトラブル対策の遅れは致命的になることを考慮して、対策を迅速に実施することが重要である。

2) 地山要因にもとづくトラブル対策

i) トラブルが発生しやすい地山現象

TBM工法は、通常、山岳トンネルの他の掘削工法と比較してトンネル施工延長が長く、地山条件が比較的良好な場合に採用される。しかし、日本の地質は非常に複雑であるため、トラブル対策を全く採用せずに掘進が可能な例はまれである。施工事例を踏まえ、TBM工法において、トラブルが発生しやすい地山現象を表7.2-7に示す。

表 7.2-7 トラブルが発生しやすい地山現象

地山現象	トラブル現象	地質要因
①肌落ち・崩落	・掘削作業不可 ・カッタヘッド回転不能 ・グリッパ反力不足	・断層・破砕帯 ・土砂化、砂礫粘土 ・多亀裂地山
②地山の押出し	・カッタヘッド回転不能 ・機体締付け ・グリッパ反力不足 ・排土不能	・粘土化 ・膨張性地山
③湧水	・掘削作業不可 ・排土不能 ・電気系統故障	・高透水性・高地下水位地山
④地耐力不足	・機体沈下	・断層・破砕帯 ・粘土化 ・膨張性地山

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

ii) トラブル対策の種類

TBM工法では、TBM型式(オープン型、シールド型)、地山現象(肌落ち・崩落、地山の押出し、湧水、地耐力不足)、トラブルのレベル程度により、各種のトラブル対策が採用されている。

地山現象とそれに対する代表的なトラブル対策の関係を表 7.2-8 に示す。

表 7.2-8 地山現象とトラブル対策の関係

地山現象 トラブル 対策	肌落ち・崩落				地山の 押出し	湧水	地耐力 不足	摘要
	切羽	機 本体部	機 後	機 方				
薬液注入	○	○				○	△	
フォアウォーク (注入式)	○							
グリッパ反力 壁の補強	○	○			○			グリッパ 反力不足
推進反力体 の構築	○ ※1)	○ ※1)			○ ※1)			グリッパ 反力不足
シールドギャップ 推進	○ ※1)	○ ※1)			○ ※1)			グリッパ 反力不足
滑材注入					○ ※2)			
オーバーカット					△ ※2)			
水抜き ウォーク						○		
迂回坑(調査・ 水抜き・地山 改良、運搬)	△				△	△		
振幅掘削	○				○			
置換え コンクリート							○	
サドル組立	○	△	△					
湧水処理						○		

※1) シールド型、改良オープン型

※2) シールド型

使用頻度 ○：多い △：少ない

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

TBM工法で採用される主なトラブル対策の概要は以下のとおり。

ア)薬液注入

断層・破砕帯などの不良地山が予想される場合や掘削時に大規模な切羽崩壊が発生した場合に、切羽前方地山を削孔、地山に適した注入材を注入し、地山の強度改良、空洞部の充填、止水を図る方法である。これは、切羽崩壊対策として採用される代表的な方法であるが、TBM機体が沈下する場合やグリッパ反力が不足する場合にも地山の地耐力、強度の向上を目的に採用される。

掘削断面の大きさによっては拡幅掘削、作業坑などが必要になり、工費・工期がかかるので、採用にあたっては、効果、経済性・施工性などを総合的に検討する必要がある。

薬液注入の改良範囲概要図を図 7.2-10、薬液注入の施工例を図 7.2-11 に示す。

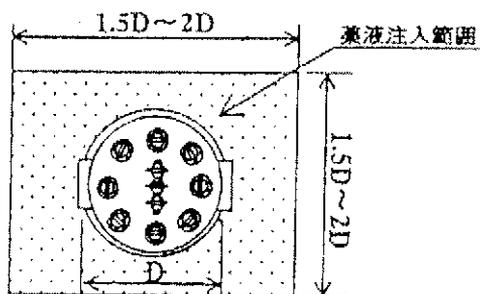


図 7.2-10 薬液注入の改良範囲概要

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

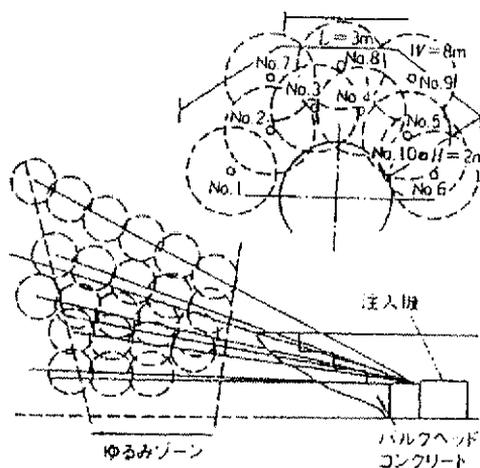


図 7.2-11 薬液注入の施工例

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

イ) フォアポーリング(注入式)

天端崩壊が予想される地山や小規模な切羽崩壊の対策として、ライナなどすぐに支保の変更できない場合に施工される方法である。

削孔・打設は、ルーフ後方またはカッタ面板の隙間から行わなければならない、所要ボルトが長くなる。また、掘削径が小さい場合は人力で削孔しなければならない施工性が悪い。

フォアポーリング(注入式)の施工例を図 7.2-12 に示す。

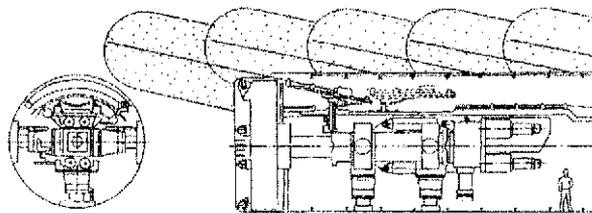


図 7.2-12 フォアポーリングの施工例

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

ウ) グリッパ反力壁の補強

地山側壁部の崩落、または、地山強度が小さく、グリッパ反力が取れなくなった場合に、吹付けコンクリート、打込みコンクリート、鋼材などを設置し、グリッパ反力を確保する方法である。シールド型では、グリッパ反力壁の補強の他に、推進反力体の構築、シールドジャッキ推進の採用などを検討する。グリッパ反力壁の補強の施工例を図 7.2-13 に示す。

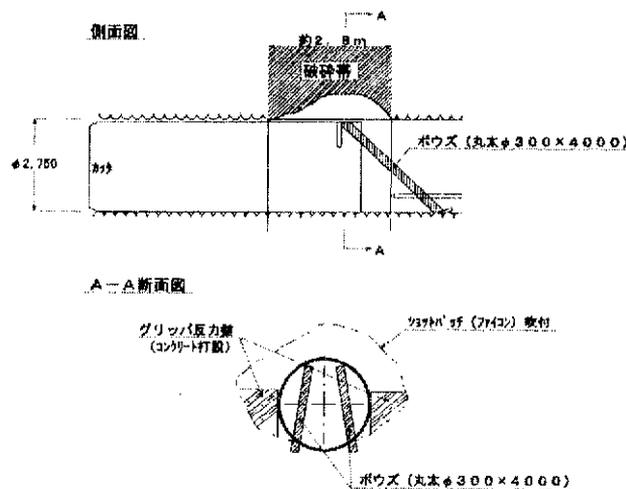


図 7.2-13 グリッパ反力壁の補強の施工例

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

エ) 推進反力体の構築

シールド型やオープン型(補助推進を装備している場合)では、グリッパ反力が取れなくなり、既設部にインバートライナ、全周ライナなどが施工されていない場合にシールドジャッキ推進を行うために反力体を構築する方法である。前方地山の状況を切羽前方探査などにより把握して、経済的・効果的な対策を選定する。推進反力体の構築の施工例を図7.2-14に示す。

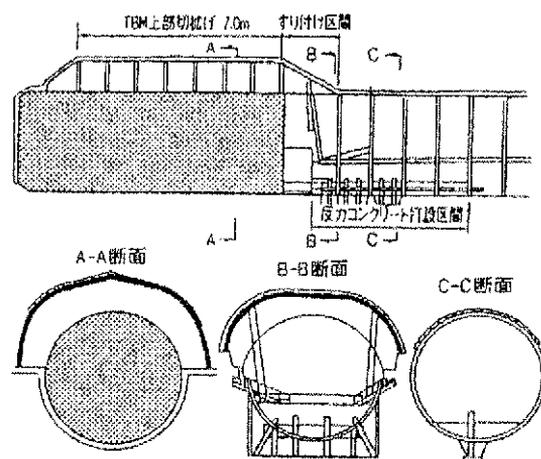


図 7.2-14 推進反力体の構築の施工例

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

オ) シールドジャッキ推進

事前に、地山強度不足によりグリッパ反力が不足することが予想される場合は、シールド型、改良オープン型では、TBM本体の設計時にシールドジャッキを装備し、施工時にグリッパ反力がとれない地山に遭遇した場合は、推進反力体、インバートライナ、全周ライナなどで推力を得る方法である。

カ) 滑材注入

地山の押出しによりTBM本体が締付けにあって掘進が問題になった場合に、トラブルの初期段階で、早期に地山との摩擦抵抗を減じるためにシールド部前方よりシールド背面に滑材を注入する方法である。滑材は、本来推進などの小断面用に開発されたもので、掘削径が大きくなると効果が小さくなる。滑材注入の施工例を図7.2-15に示す。

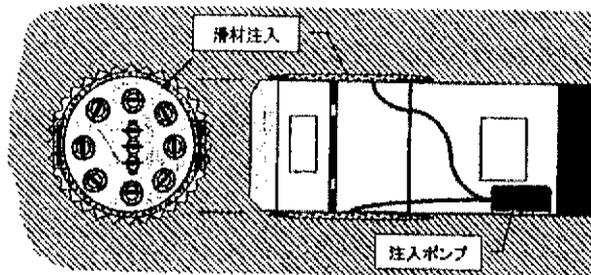


図7.2-15 滑材注入の施工例
引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

キ) オーバカッタ

切羽前方に地山の押出しによるTBM本体の縮付けが予想される場合に、TBM本体にケージカッタに許容できる最大の拡幅用オーバカッタを装備し、通常より大きな断面で掘削し、TBM本体が拘束されるのを防止する方法である。

カッタ径の取替え、スペーサの挿入で20～50mm程度のオーバカッタが可能である。オーバカッタの施工例を図7.2-16に示す。

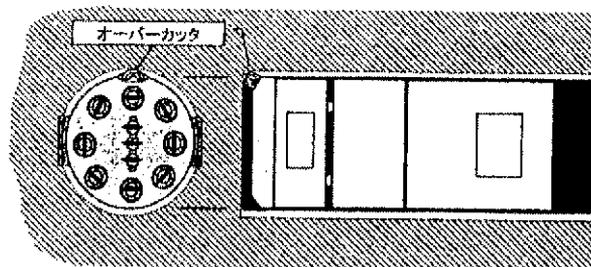


図7.2-16 オーバカッタの施工例
引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

ク) 水抜きボーリング

高透水性・高地下水位地山や断層・破碎帯で、突発的な大量湧水により切羽崩壊、土砂流出、TBM本体の水没が発生した場合や事前に大量、高圧湧水が予想される場合に、切羽前方地山を削孔し、湧水圧、湧水量、水位を低減する方法である。

ボーリングの削孔には、高速性が要求され、高性能で設置・撤去作業が限られた区間で行われる。そのため、迅速に施工できるボーリング機を、計画

時にTBM本体に常備するか、設置位置を確保しておく。

下り勾配の施工になる場合は、発生すれば大きなトラブルになるので、湧水によるトラブルが予測される場合は、事前に排水管・排水ポンプの増設などを検討しておく。水抜きボーリングの施工例を図7.2-17に示した。

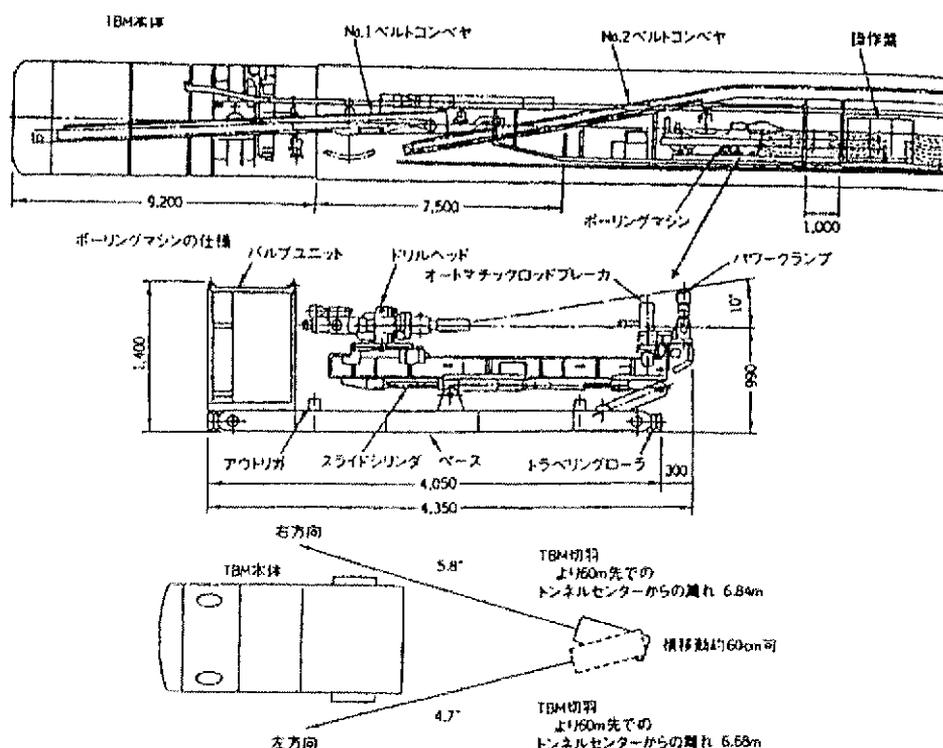


図7.2-17 先進ボーリングの施工例

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

ケ) 迂回坑

TBMが不良地山に遭遇して、掘進不可能になった場合に、調査、水抜き、地山改良を目的に人力で掘削し、矢板、NATMで支保して本坑を迂回する方法である。先進ボーリングの結果により前方地山の状況(性状、規模)を把握し、さらに後続台車への影響も考慮して施工区間を決める。

不良地山(性状・規模)の程度によっては、迎え掘りも検討する。迂回坑の施工例を図7.2-18に示す。

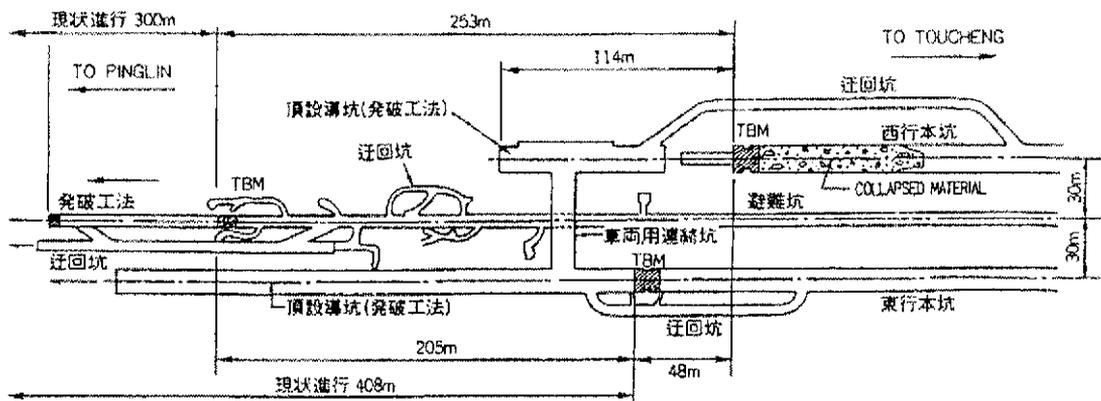


図 7.2-18 迂回坑の施工例(ピンリントンネル)
引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

コ) 拡幅掘削

切羽崩壊、地山の押出しなどにより TBM 掘進不可能になった場合に TBM 外周を拡幅掘削する場合や切羽前方にも不良地山が比較的長く存在することが予想される場合に採用される方法である。

先進ボーリングの結果により、前方地山の状況を把握し、施工延長を決め、地山状況・TBM の拘束程度により、頂設・上部断面の掘削方法を採用する。

拡幅掘削の施工例を図 7.2-19、施工状況を写真 7.2-1 に示す。

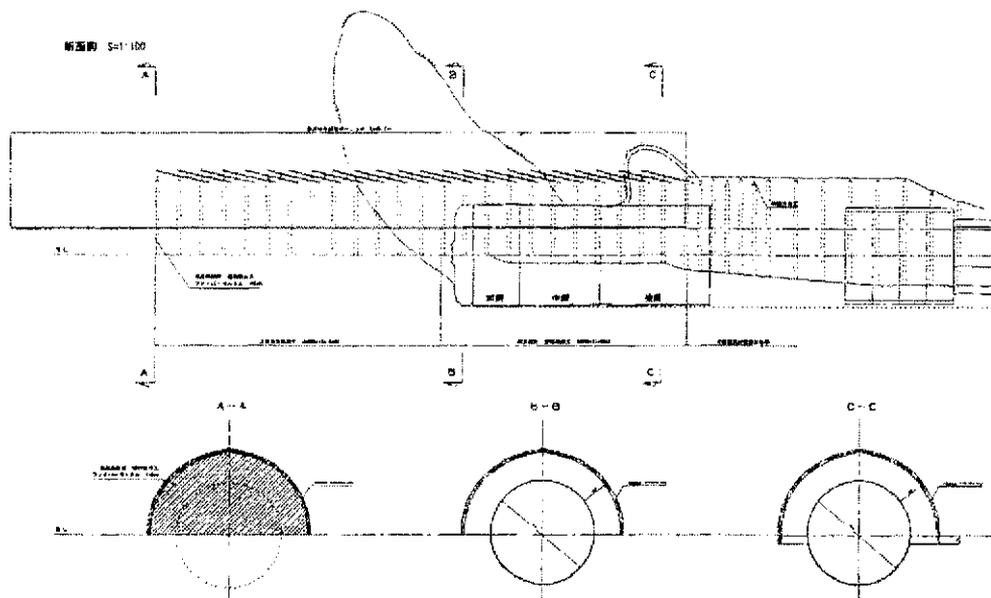


図 7.2-19 拡幅掘削の施工例

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック



写真7.2-1 拡幅掘削の施工状況

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

iii) トラブル対策の選定

ア) トラブル対策選定の留意点

TBM工法におけるトラブル対策に求められることは、①地山の安定、②高速掘進性の確保である。小規模な崩壊や肌落ちなどで安全上問題がなく、掘進可能な場合は、TBM後部で対策した方が事前対策するより、経済性掘進効率の面からも有利な場合もある。

トラブル対策を選定する際には、次の項目に留意する必要がある。

- ①地山現象(肌落ち・崩落、地山の押出し、湧水、地耐力不足)

施工中の切羽前方探査により地山現象の性状・規模を把握する。

- ②トラブルの発生位置(切羽、TBM本体部、機械後方)

トラブルの発生位置に応じ

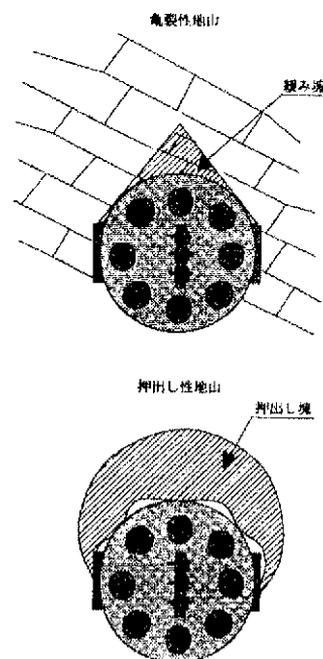


図7.2-20

TBM工法における崩落の概要図

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

て、TBM掘進に影響する程度が異なる。

③TBMの型式(オープン型、シールド型)

TBMの型式により対策の施工位置、採用できる方法が限定される。

④採用する支保(無支保・吹付けコンクリート、鋼製支保工、ライナ)

採用する支保により、トラブルの程度、採用できる方法が異なる。

⑤掘削断面

肌落ち・崩落の規模は、掘削断面の大きさにより異なり、掘削断面が大きくなるに従い、トラブルの程度も大きくなる。また、断面の大きさによっては採用できる方法も限定される。TBM工法における崩落の概要図を図7.2-20に示す。

⑥対策実施の時期(事前対策、事後対策)

トラブルの程度によっては、施工性、効果、経済性などを考慮して対策時期を検討する。トラブル対策の選定にあたっては、上記条件を考慮して、施工性、安全性、効果、経済性などを総合的に判断し、選定することが重要である。

トラブル対策の選定は、一般的に事前対策、事後対策に分ける必要がある

1)事前対策

①トラブル防止の設備(TBM設計・製作段階)計画時に事前地質調査より、可能な限りのトラブル予測を行い、TBM設計・製作段階でトラブル防止のために表7.2-9に示す設備を計画・準備しておく必要がある。

表7.2-9 トラブル防止の設備(TBM設計・製作段階)

設備名	トラブル防止内容	摘要
①フォアボーリング打設用削岩機	肌落ち・崩落	
②ボーリング機械	肌落ち・崩落、湧水	
③排水設備(ポンプ・配管)	湧水	突込み施工時には特に必要
④オーバカッタ	機体補付け	
⑤滑材注入孔	機体補付け	
⑥シールドジャッキ	肌落ち・崩落(ダリッパ反力不足)	

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

②支保の検討

グリッパ反力不足が予想される場合は、シールドジャッキ推進が可能となるように、インバートライナ、全周ライナによる支保を計画・検討する必要がある。

③切羽前方探査

事前地質調査により、TBM掘進が不可能となるような重大なトラブルが予想される場合は、施工中の切羽前方探査(TSP・HS P、調査ボーリングなど)により、地山状況(肌落ち・崩落性地山、粘土化・膨張性地山、高透水性・高地下水位地山など)を詳細に把握し、対象の規模(延長、湧水量など)、トラブルの発生位置などを考慮して効果的な対策を選定する必要がある。

④トラブル対策

トラブル対策は、一般的に長時間TBMを停止することになるので、大規模な切羽崩壊、地山の押出し、大量・高圧湧水などが予想される場合には、薬液注入、水抜きボーリングなどの対策を検討する必要がある。通常は、TBM本体で小規模な崩落が生じても崩落が拡大しない場合は、TBMをそのまま掘進させて、後胴部で対策を採用したほうが効率的な場合が多い。

ウ)事後対策

事前地質調査では、TBM掘進が不可能になるような地質が想定されなかったが、施工中に不良地山(肌落ち・崩落性地山、粘土化・膨張性地山、高透水性・高地下水位地山など)が出現し、TBM掘進が不可能になった場合は、トラブルを最小限に食い止め、掘進を続行または最短での再発進をするために、できるだけ早期にトラブル状況に適した対策を選定する必要がある。

地山現象別のトラブル現象と対策を表7.2-10～7.2-12に示す。

表7.2-10 肌落ち・崩落性地山でのトラブル現象と対策

	位置	トラブル現象	判断基準	トラブル対策		
レベル I	TBM本体部	切羽	・天端・鏡部で小規模の抜落ちが発生するが、拡大はしない。	<ul style="list-style-type: none"> ・掘進はほぼ正常である。 ・推力・トルク、振動はほぼ正常である。 ・運転上は問題ない 	<ul style="list-style-type: none"> ・対策は不要 	
		シールド(s) ルーフサポート(o)	・天端・側壁部で小規模な抜落ちが発生するが、拡大はしない。			
		グリッパ	・グリッパ押当て部が崩落するが、拡大はしない。			
レベル I	本体部直後	無支保	・シールドと壁面の間から小岩塊が落下する。 ・坑壁の崩落跡がへこんでいる。	<ul style="list-style-type: none"> ・ずりは不揃いで大塊が混じる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・吹付けコンクリートで抜落ちを防止する。 ・坑壁観察を入念に行う。 ・支保は鋼製支保工に変更する。 	
		鋼製支保工				
		ライナ(s) 簡易ライナ	・ライナ背面に空洞が生じる。			<ul style="list-style-type: none"> ・グリッピング・盛替えが困難になる。
レベル II	TBM本体部	切羽	・天端部がかなり崩落あるいはブロックが抜落ちるがシールド部途中で止まる。 ・鏡部がかなり抜落ちるが、カッタヘッド回転は可能である。	<ul style="list-style-type: none"> ・掘進時にかなりの異常音・振動が生じる。 ・推力が減る傾向にあり、トルクは若干大きくなり、変動も大きくなる傾向にある。 	<ul style="list-style-type: none"> (盛替え不可能な場合) ・グリッパ反力壁を補強し、グリッパ反力をとる。 ・ライナ支保の場合は、シールドジャッキ推進に変更する。 	
		シールド(s) ルーフサポート(o)	・天端・側壁部がかなり崩落するが後部までは拡大しない。			
		グリッパ	・グリッパ押当て部がかなり崩落し、グリッピング・盛替えが困難になる。			
	レベル II	本体部直後	無支保	・シールドと壁面の間から岩塊が多量に崩落する。 ・坑壁の崩落跡が大きくへこんでいる。	<ul style="list-style-type: none"> ・ずりの取り込み量が増える。 ・ずりの大きさが不揃いになる。 ・かなり風化・変質したずりが混じり、脆弱である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼製支保工の間隔を狭め鋼矢板等で地山を押さえる。 ・崩落部はサンドル組立等で処理する。 ・坑壁・支保の観察を入念に行う。 ・簡易ライナ・ライナへの変更を検討する。
			鋼製支保工			
			ライナ(s) 簡易ライナ	・ライナ背面に大きな空洞が生じる。		
レベル III	TBM本体部	切羽	・天端部が大きく崩落あるいは抜落ちて止まらない。 ・鏡部が大きく抜落ちカッタヘッドに覆い被さり、カッタヘッドの回転が不可能になる。	<ul style="list-style-type: none"> ・掘進時に大きな異常音・振動が生じる。 ・トルクが大きくなる。 ・グリッパをストローカー一杯に伸ばしても坑壁に届かない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・TBMの掘進を停止し、対策を講じる。 ・切羽前方にフォアボーリング(注入式)を行う。 ・切羽前方・崩落部に薬液注入を行う。 ・TBM上半・全周を人力で拡張掘削する。 	
		シールド(s) ルーフサポート(o)	・天端・側壁部が大きく崩落し、後部まで拡大する。			
		グリッパ	・グリッパ押当て部が大きく崩落し、グリッピング、盛替が不可能である。			
	レベル III	本体部直後	無支保	・シールドと壁面の間から岩塊が多量に崩落する。 ・坑壁の崩落跡が大きくへこんでいる。	<ul style="list-style-type: none"> ・ずりは大量に取込まれつまりが発生する。 ・ずりの大きさは不揃いになる。 ・非常に風化したずりが混じり、脆弱である 	<ul style="list-style-type: none"> ・坑壁変位計測を行う。 ・鋼製支保工の間隔を狭める、あるいは簡易ライナ・ライナに変更する。 ・坑壁変位計測を行う。 ・ライナ背面を充填する。
			鋼製支保工			
			ライナ(s) 簡易ライナ	・ライナの背面に大きな空洞が生じる。		

表7.2-11 粘土化・膨張性地山でのトラブル現象と対策

		位置	トラブル現象	判断基準	トラブル対策工		
レベル I	TBM本体部	切羽	・坑壁が軽く押し出してくる。 ・天端・鏝部分に若干崩落が生じる。	・掘進はほぼ正常である。 ・推力が通常より若干低く、トルクが若干大きくなる傾向にある。 ・方向修正が若干困難になる。	・対策は不要		
		シールド(s) ルーフサポート(o)	・天端・側壁部が若干崩落するが締め付けはない。				
		グリッパ	・グリッパのストロークは若干長くなるが反力は取れる。				
		無支保	・シールドと壁面の隙間が小さくなっている。 ・坑壁の崩落跡がへこんでいる。				
レベル I	本体部直後	鋼製支保工	・ライナ背面が地山と密着する。	・ずりは小さく不揃である。 ・ずりに粘土が少し混じり若干軟質化する。	・支保は鋼製支保工で、崩落した部分はブロッキングする。 ・坑壁観察を入念に行う。 ・坑壁変位測定を行う。		
		ライナ(s) 簡易ライナ			・対策は不要		
		切羽			・天端・鏝部がかなり抜落ちるが、断層粘土の範囲で止まり拡大は徐々に進行する。 ・カッタは切羽にかなりめり込む。 ・カッタヘッドが若干沈下する。	・掘進は異常であるが、カッタ回転の停止、シールドの締め付け、盛替が不可能になることはない。 ・推力が通常より大きく、トルクが大きくなる傾向にある。 ・方向修正がかなり困難になる。	・オーバーカッタに変更する。(s) ・カッタヘッドから地山を観察する。
レベル II	TBM本体部	シールド(s) ルーフサポート(o)	・かなりの締め付けがあるが掘進は可能である。	・掘進は異常であるが、カッタ回転の停止、シールドの締め付け、盛替が不可能になることはない。 ・推力が通常より大きく、トルクが大きくなる傾向にある。 ・方向修正がかなり困難になる。	・シールド背面に滑材を注入する。(s)		
		グリッパ	・グリッパがめり込んで反力が取れない場合もある。 ・かなりの崩落を伴う。				
		無支保	・坑壁が押し出してくる、無支保では坑壁保持が困難である。			・ずりに粘土や角レキが混じる。	・ライナ支保の場合は、シールドジャッキ推進に変更する。 ・反力壁を補強しグリッパ反力をとる。
		鋼製支保工	・シールドに地山が密着している。				・鋼製支保工の間隔を狭める。 ・坑壁観察を入念に行う。 ・坑壁変位測定を行う。
レベル II	本体部直後	ライナ(s) 簡易ライナ	・ライナの背面が地山と密着する。	・掘進は不要である。 ・坑壁変位測定を行う。	・対策は不要である。 ・坑壁変位測定を行う。		
		切羽	・切羽の押し出しが大きく、TBM掘進ができない。 ・カッタが大きくめり込む。 ・カッタヘッドが大きく沈下する。			・カッタの回転が不可能になる。 ・滑材注入・オーバーカッタしてもシールドが締め付けられて、盛替が不可能になる。 ・グリッパがめり込んでストローク限界に達する。 ・方向修正が不可能になる。 ・推力が通常より著しく大きく、トルクも大きくなる傾向にある。	・TBMの掘進を停止し、対策を講じる。 ・シールドジャッキ推進に変更する。(s, 改o) ・TBM後方より、粘土化部に薬液注入を行う。 ・TBM上半・全周を人力掘削で拡張する。 ・迂回坑を掘削し、地質不良区間を迂回する。
		シールド	・締め付けが大きくなり掘進が不可能である。				
レベル III	TBM本体部	グリッパ	・グリッパがめり込んで反力が取れない。 ・大きな崩落を伴うこともある。	・ずりは粘土が大部分を占める。	・ロックボルトを打設する。 ・坑壁・支保の変位測定を行う。 ・ライナ、簡易ライナに変更する。		
		無支保	・シールドに地山が密着している。 ・坑壁が押し出してくる				
		鋼製支保工	・矢板に挟み・割れが発生する。				
		ライナ	・ライナに大きな土圧が作用する。				
レベル III	本体部直後	簡易ライナ			※坑壁変位測定を行う。		

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

表7.2-12 湧水地山でのトラブル現象と対策

	位置	トラブル現象	判断基準	トラブル対策	
レベルⅠ	TBM本体部	切羽	・切羽は自立しており問題はない。	・掘進は正常である。 ・運転上は問題ない	・対策は不要である。
		シールド(s) ルーフサポート(o)	・シールド表面が濡れる程度で問題はない。		
		グリッパ	・変化はほとんど見られない。		
	本体部直後	無支保	・壁面を湧水が糸状に流れる。 ・天端より湧水が連続して流れる。	・ずりに若干湧水が滲じる。 ・インパートに若干の湧水が流れる。	・亀裂面からの集中湧水は湧水処理（ホース・マット等）を行う。 ・湧水状態を観察する。
		鋼製支保工			
		ライナ(s) 簡易ライナ	・ライナ背面を伝わって湧水がインパートに流れる。	・ずりに若干湧水が滲じる。	・対策は不要である。
レベルⅡ	TBM本体部	切羽	・切羽は部分的に崩壊するが自立している。	・掘進は正常である。 ・運転上は問題はない。 ・シールドと坑壁の間から多量の湧水が流れるが、シールド内部までは入ってこない。	・対策は不要である。
		シールド(s) ルーフサポート(o)	・シールドと坑壁の間はほとんど湧水で満たされている。		
		グリッパ	・かなり湧水がかかる。		
	本体部直後	無支保	・壁面から多量の湧水が出ているが、圧力は小さく、壁面が大規模に崩壊することはない。	・ずりに多量の湧水が滲じる。 ・インパートに多量の湧水が流れる。	・亀裂面からの集中湧水は湧水処理（ホース・マット等）を行う。 ・作業や後続設備にトラブルが生じないように、天端・側壁を防水シートで覆う。 ・坑壁観察・湧水量測定を行う。
		鋼製支保工			
		ライナ(s) 簡易ライナ	・ライナ背面を多量の湧水が流れている。		・ライナに流入してくる湧水を処理する。(s) ・簡易ライナの場合は、鋼製支保工と同様な対策を実施
レベルⅢ	TBM本体部	切羽	・水圧で切羽が崩壊する。	・水圧に押されて掘進が困難である。 ・TBMの機体内に湧水が流入してくる。 ・シールドと坑壁の間に多量の湧水が流れる	・TBMの掘進を停止し、対策を講じる。 ・水抜きボーリングを行う。 ・止水のための薬液注入工を行う。 ・迂回坑（水抜き、地山改良）を掘削する。
		シールド(s) ルーフサポート(o)	・シールド全体が湧水に浸かった状態		
		グリッパ	・湧水に浸かっている。		
	本体部直後	無支保	・坑壁全面から多量の湧水があり、圧力が高く壁面が崩壊する	・ずりに多量の湧水が滲じる。 ・湧水の水圧・量で切羽、坑壁の崩壊を誘発する。	・坑内に釜釜・排水ポンプ・排水管を増設する。 ・作業や後続設備にトラブルが生じないように、天端・側壁を防水シートで覆う ・坑壁観察および湧水量測定を行う。
		鋼製支保工	・亀裂面より高被圧水が大量の土砂とともに噴出している。		
		ライナ(s) 簡易ライナ	・ライナ背面を多量の湧水が流れている。 ・ライナに湧水が流入する。		・ライナ内に流入する湧水を処理する。

引用：日本トンネル協会(2000)；TBMハンドブック

3) 機械要因に基づくトラブル対策

i) 機械要因にもとづくトラブル対策の留意点

日本トンネル技術協会のアンケート調査による機械要因によるトラブル対策事例を表 7.2-13 に示す。今後、TBM工法本来の高速掘進を可能にするには、機械要因にもとづくトラブル対策を防止することが必要である。そのためには、TBM工法の計画・設計の際に、地質状況を的確に把握し、過去の類似施工事例を参考に、効果的なTBM本体設計を行う必要がある。機械要因にもとづくトラブルを防止するためのTBM本体設計上の留意点を表 7.2-14 に示す。

表7.2-13 機械要因によるトラブル対策事例一覧

トラブル発生箇所	事例	トラブル現象	トラブル原因	トラブル対策	処理日数
カッタ	1	カッタ偏摩耗	セントカッタ部に破砕されたずりが堆積し、カッタリングが回転しなくなった。	カッタ外側に放水するノズルを追加設置し、掘進時に常時セントカッタ部に堆積するずりを洗い流した。	10日
	2	カッタ偏摩耗	粘性土がディスクカッタベアリング部に侵入し破損、カッタリングが回転しなくなった。	特に対策せず。(カッタ交換)	不明
	3	カッタ損傷・割れ		カッタ・カッタボディの交換	不明
カッタヘッド	4	面板部部にクラック破損	強度不足	補強溶接の実施	3日
	5	カッタヘッド停止	スタレーバが脱落し、カッタヘッドのメインベアリングシール部にかみこんだ	ベアリング部、シール部の修理	15日
カッタヘッド 駆動部	6	減速機破損	強度不足	3台のうち1台が破損したため残りの2台で掘進し、代替現場到着後交換	7日
	7	ベアリング破損	クラッチ側シールの耐熱不足	N.O. 1カッタモータを取り外し、分解修理後に再組立	13日
	8	メインベアリング故障	メインベアリング内周土砂シール部から土砂侵入	マシンを後退させ、作業スペース確保の上、オイルシール交換、ベアリングギア修理	20日
	9	電動機破損	湧水によりカッタ駆動モータ絶縁不良が発生し、N.O. 1およびN.O. 3モータ焼損	リード線グラウンド部強化、モータ本体にエアブリーザ設置	26日
	10	減速機破損	軸受ケース破損	メインギア交換カッタ駆動用減速機改造(ケーシング強度増、モータ取付板と減速機取付板を一体化、回り止めキー追加)	不明
排土装置	11	流体輸送での閉塞および管路破損	許容範囲外の大きな岩塊の取り込み	排泥管、スラリーポンプインペラ、クラッシュヤの蓋など修理・部品交換	不明
スラストジャッキ	12	後胴引き寄せ時に、スラストジャッキ固定部破損	機内のテレスコピック部下部にベルコンからこぼれたずりが溜り、スラストジャッキの動きを拘束した。	スラストジャッキを工場へ運搬し修理後、再取付	6日
グリップ部	13	グリップシュー破損	崩壊岩がシューと坑壁の間で挟まり、シュー部に異常荷重が作用した。	グリップ両側の坑壁を人力で拡張して作業スペースを確保し、修理	19日
その他	14	スキンプレート変形	テレスコピックシールドと地山との間に崩落した岩片がかみ込み、前進につれてスキンプレートが変形した。	変形断面を溶断し、かみ込んだ岩を小割にして撤去。別途用意したスキンプレートを溶接し補修。	不明

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

表7.2-14 TBM本体設計上の留意点

No.	装置	留意点
1	カッタ	<ul style="list-style-type: none"> ・高荷重・衝撃荷重を考慮した構造とし、信頼性および耐久性の高いベアリング、シールを採用する。 ・カッタ交換作業性を考慮した構造とする。 ・適正なカッタピッチで配置する。
2	カッタヘッド	<ul style="list-style-type: none"> ・カッタヘッド面盤はずりが抜けやすい構造とし、ずり詰まりによる閉塞などが発生しないようにする。 ・バケット部は、ずりが取り残しなくすくい込まれ、ホッパへスムーズに流れるように、形状、容量、装備数などについて検討する。 ・バケット部のスクレーパについて、すくい込みがよく、かつ衝撃荷重に耐えうるような形状および取り付け構造とする。 ・バケット部の面盤スリット幅は、取り込むずりの大きさを十分考慮し、開口幅や仕切り板間隔などを設定する。
3	ホッパ	<ul style="list-style-type: none"> ・バケットから投入されたずりがスムーズにベルトコンベヤへ流れるように構造、形状について検討する。特に、ホッパ開口はTBMのカッタヘッドが高速回転することを考慮し、十分広く取る。
4	カッタヘッド 駆動部	<ul style="list-style-type: none"> ・TBMでの負荷条件(高荷重、高速回転、衝撃荷重、振動)などについて十分考慮した構造とする。また、設計以上の過大荷重に対するインタロックを設ける。 ・メインベアリングや減速電動機についてはもちろん、シール部についても信頼性と耐久性について十分検討する。 ・減速電動機については、強度とともに防水対策についても検討する。 ・カッタヘッドの駆動は地質対応性を考慮し可変速とすることが望ましい。
5	排土装置	<ul style="list-style-type: none"> ・ベルトコンベヤの場合には、ベルトの切れやベルトからのずりこぼれに対し十分な対策をおり込む。特にNo.1ベルトコンベヤテール部(カッタヘッドホッパ部)については、過酷な使用条件となるために、ホッパからの投入ずりによる衝撃やリターン側へのずりかみ込みなどに十分留意する。 ・流体輸送の場合には、岩ずりによる管路の詰まりや摩耗に十分に留意する。カッタヘッド面盤開口部での対応も必要(大塊の取り込み制限など)。
6	グリップ部	<ul style="list-style-type: none"> ・シューのストロークおよび可動(傾斜)範囲について十分かどうか確認する。 ・オープン型TBMの場合には、支保工などとの位置関係についても干渉がないか確認する。 ・異常荷重や異常動作時に対してインタロックを設ける。
7	テレスコピック部 (シールド型TBM)	<ul style="list-style-type: none"> ・テレスコピック部外周面の特に下部について、ずり詰まりによる後胴盛替え不良が発生しないよう、ずり流れのよい構造・形状とする。
8	後続台車	<ul style="list-style-type: none"> ・脱線や車輪の破損が発生しないように、走行レールのサイズや敷設精度、搭載機器の重量バランスなどについて検討する。 ・掘削作業性のよい構造・形状となるように検討する。

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

(7) 研究への適応性

切羽観察、計測等に対する対応性について記す。

1) 切羽観察

TBMトンネルでは、連続した地質状況が壁面で確認できることから、発破工法に比べ亀裂や地層境界、断層などの不連続面の走向・傾斜などの測定が容易で、簡易な観察が可能である。ただしマシン近傍の観察となるため、クリノメータ(磁気)を用いることはできない。したがって亀裂や断層破碎帯、地質境界などの地質構造データ(走向・傾斜)は、トンネル掘進方向と、壁面展開の亀裂の位置から、切羽観察記録図上で算出することが多い。

さらに、切羽展開図にTBM機械データやその他観察項目などをまとめて整理しておく、地質情報と機械データの対応性や施工後にトンネルの変状が発生した場合の施工実績の確認など、汎用的に使える資料となる。

纏め方の一例としては、地質展開図を基図にしてその位置における、

- ・坑壁の自立性(肌落ち崩落の程度)
- ・シュミットロックハンマー反発度
- ・亀裂や湧水の情報
- ・前方探査結果(TSP)
- ・坑壁弾性波探査速度値
- ・機械掘進データ(掘進速度、スラスト力、グリッパ支持力、カッタ電流)

などを盛り込んでいる。

2) 地山計測

地山計測データの採取は基本的にNATMにおけるAおよびB計測に準じる。しかしTBM工法の地山計測においてNATMと大きく異なる点は、掘削直後の切羽部における各種計測初期値が測定できないことである。すなわちTBM工法においては、切羽部はマシン本体に覆われているため切羽直近での計測は困難である。このようなことから、施工中の地山評価のための地山計測は、計測の目的、計測項目、計測位置ならびにデータの取り扱いなどについて十分検討したうえで実施する必要がある。

なお、表7.2-15にTBM工法における、地質区分に関する観察・計測項目一覧表を示す。

表7.2-15 観察・計測項目一覧

分類	計測方法	重要度 難易度	計測箇所 難度 問題点など
地質区分 (岩質)	切羽観察、写真	×	切羽密閉型のTBMでは困難
	側壁展開写真(TV)	△	コンピュータ合成
	側壁観察(目視、展開図)	◎	セグメント・ライナ区間は困難
	側壁割れ目観察	◎	RQDに相当
	グリッパの地山食い込み	◎	
	ズリ観察	◎	目視、硬岩は扁平
	ズリ量	◎	目視、ベルトコンベヤ負荷電流計
	ズリ粒径	◎	切羽の崩落、天端の崩壊があれば 大径、扁平、スライム状
	先進ボーリング		
	湧水量	◎	滞水帯の存在
	スライム(くり粉)	○	地質判定、地山区分
	掘進反力、トルク	○	地山強度
	コア採取	△	時間がかかる
	物理探査		
	レーリヤ波	△	
	電磁波	△	
	弾性波(坑内測定)	○	専門家必要
	速度検層	○	
	TBM機械データ		
	トルク、推力、純掘進速度、切り込み深さ	○	切り込み量と地山の関係 岩盤強度を逆算
	トルク、推力の変動	○	切羽崩壊があれば変動
	振動、音	◎	
	グリッパ載荷試験	◎	
地山強度			
シュミットハンマ	◎	ばらつきがあるので平均値採用	
ポイントロード	○		
コア強度	○	側壁からコア採取	
トンネルの変状			
内空変位	△	切羽近傍では困難	
エクステンソメータ	×		
ボアホールTV	×		
湧水観察			
湧水の色、濁り	○	崩壊があると濁る	
水質観測	○	温度、電気抵抗、成分分析	
三角堰、計量弁	○		
排水ポンプ負荷	○	トンネル全線の湧水状況	

引用：日本トンネル協会(2000)：TBMハンドブック

7. 2. 3 TBM施工技術の現状

7.2.2 で記した検討条件に対して、現時点におけるTBMの施工実績、主として、TBMの仕様（型式）と曲線半径の実績、下り勾配の実績について記す。

(1) TBM形式と最小曲率の施工実績

日本トンネル技術協会の調査によると、シールド型式においては、30m（第二東名高速道路清水第三トンネルその1工事）、オープン型式においては、100m（多摩川冷水対策導水路新築工事他）である。

(2) 下り勾配の施工実績

日本トンネル技術協会の調査によると、国内における下り勾配の最大勾配は 52.5° （葛野川揚水発電所新設工事、リーミング掘削 $\phi 7.0\text{m}$ 、オープン型式、直線：総延長1,543mであるが急勾配部の延長は不明）、リーミング掘削でない場合は2.25%（多田～三田連絡管工事 $\phi 2.0\text{m}$ 、シールド型式、最小曲率120m：総延長1,523mであるが急勾配部の延長は不明）である。海外においては、17.9%（韓国Seoul cable tunnel $\phi 3.5\text{m}$ 、シールド型式、最小曲率300m：総延長3,300mであるが急勾配部の延長は不明）である。

(3) マシン分割施工実績

分割に関する施工実績を取りまとめた資料がないことより、文献から引用する。TBMは工場で仮組し、試運転を行った後、分解して現場に搬入し、組み立てる。搬入に際しては、搬入路の幅員・半径・勾配・許容重量などをもとにTBMの分割方法なども十分検討し、適切な搬入計画を立案する。通常TBMは1ピース20～35tの分割状態で運搬される。搬入路が確保できずインクライン、またはケーブルクレーンなどを使用する場合の分割重量は10t程度が目安となる。今回のMIUにおいては、ケーブルクレーンの能力から最大重量9.5tに分割製作となる（7.2.4 TBMの施工方法と技術的課題の項、 $\phi 2.2\text{m}$ 及び $\phi 3.0\text{m}$ シールド型TBMの分割図参照）。

以上より、 $\phi 2.2\text{m}$ TBM掘削は支障なく掘削できると考えられるが、 $\phi 3.0\text{m}$ TBMによるスパイラル坑道掘削については、最小曲率40m、および下り勾配10%も実績としてあるが、最小曲率40mで下り勾配10%で延長約750mという条件が組合わされたTBM掘削の施工実績はないようである。

施工実績がないことより、計画どおりの掘削進捗が確保できるか、マシンの耐久性にまったく問題がないのか、或いは、問題が発生するのかが判定できない。

このことは、MIUの目的である研究の一分野である、大深度地質環境下における工学的技術に関する研究のうちの研究坑道の建設技術の研究（立坑、水平坑道掘削に適用する機械の適用、改良）目的に適合しており、TBMによる掘削を試験施工として、掘進能力、マシンの耐久性、消耗性、改良を研究するとして位置づける必要があると考える。

なお、試験施工として位置づけるということは、例えば、 $\phi 3.0\text{m}$ TBMによるスパイラル坑道の掘削において、トラブル発生により、掘削進捗が予定どおり達成できなく、研究工程に非常に大きな支障を与えると判断される場合は、速やかに掘削方式の変更（発破掘削）をするということである。なお、掘削方式変更には多大な日時がかかることも考慮する必要がある。

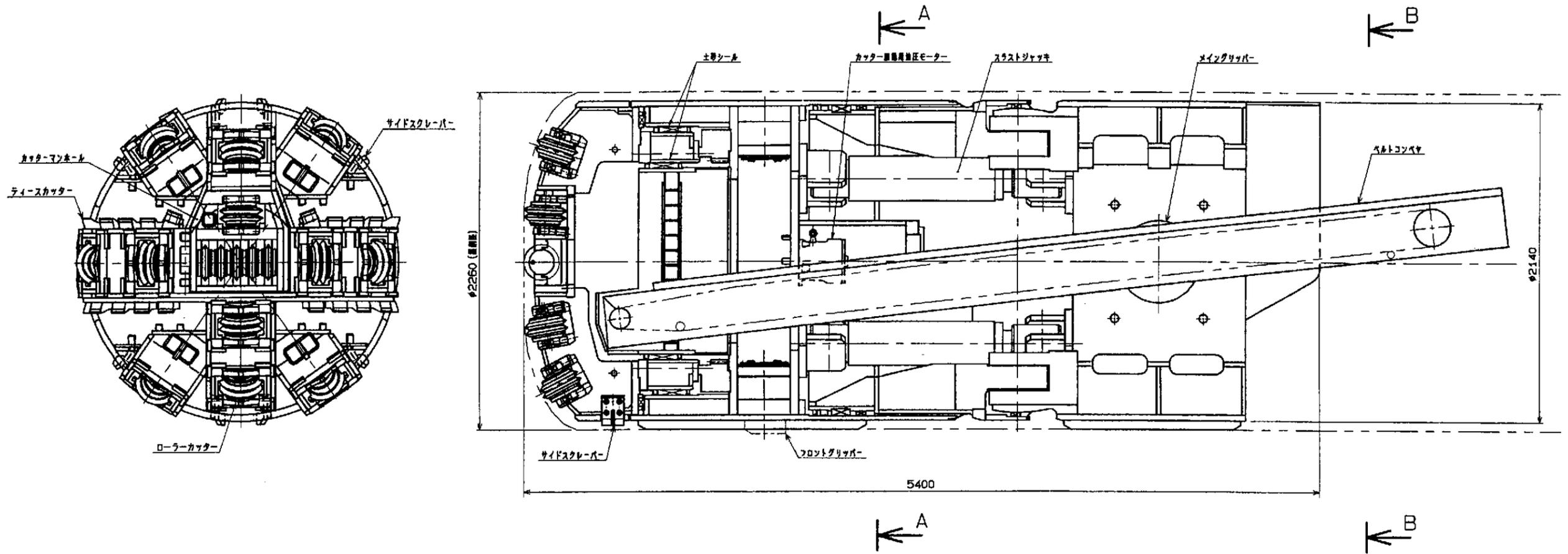
7. 2. 4 TBM施工方法と技術的課題

7.2.3 までに検討した結果を踏まえ、 $\phi 2.2\text{m}$ と $\phi 3.0\text{m}$ のTBMの施工方法を検討し、技術的課題を抽出した。

(1) 施工方法の検討

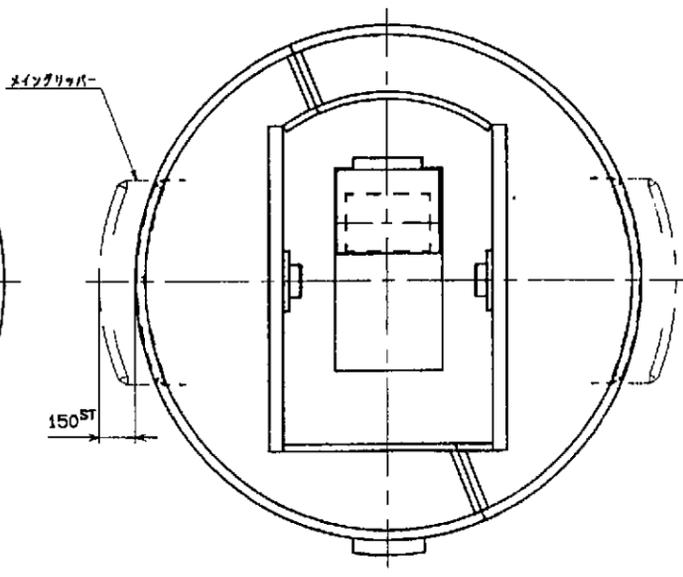
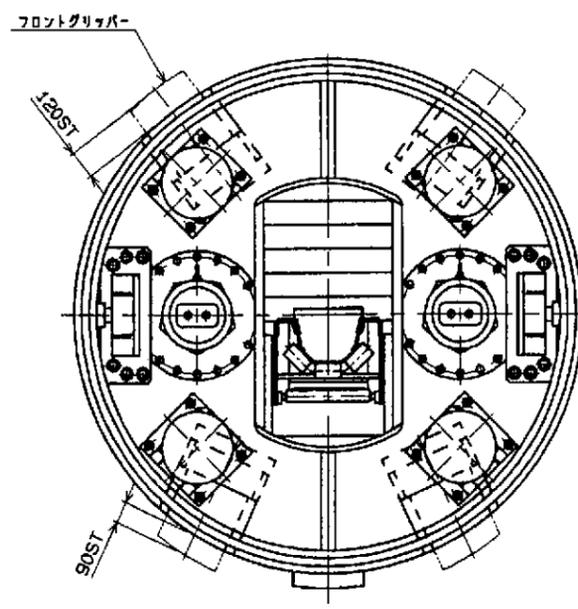
TBMは、オープン型(ビーム型)及びシールド型に分けられる。対象となる $\phi 2.2$ 及び $\phi 3.0\text{m}$ の坑道施工に関して、オープン型及びシールド型のマシンの設計図を図7.2-21～26に示す。但し、 $\phi 2.2\text{m}$ TBMは掘削径が小さいことより、 $\phi 3.0\text{m}$ TBMは $R=40\text{m}$ と急な曲率半径のスパイラル坑道を掘削することより、シールド型のマシンを採用する。また、排土方法に関して、ベルトコンベヤとスクリーコンベヤを比較した表を表7.2-16に示す。 $\phi 2.2\text{m}$ TBMは、特殊な条件が無いことよりベルトコンベヤ、 $\phi 3.0\text{m}$ TBMは10%の下り勾配でのトンネル掘削であることと大量湧水が起こった場合の対策として、スクリーコンベヤを用いる。

施工方法は、TBM搬入から搬出までの施工ステップをフローチャートに示し、各ステップにおける施工方法を簡単な説明文を付けた概要図で示した。



断面 A-A

断面 B-B



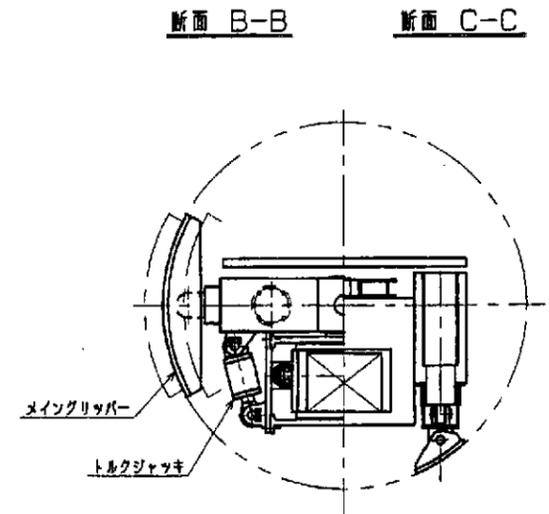
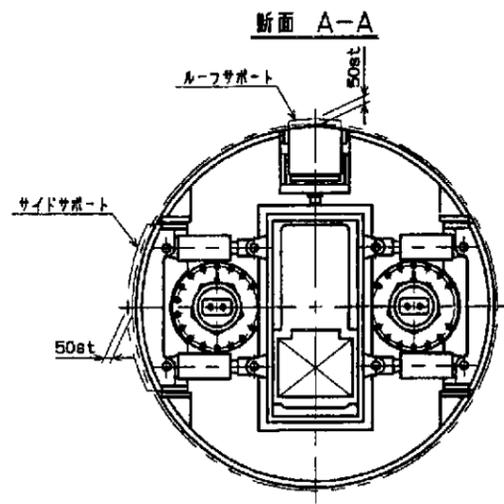
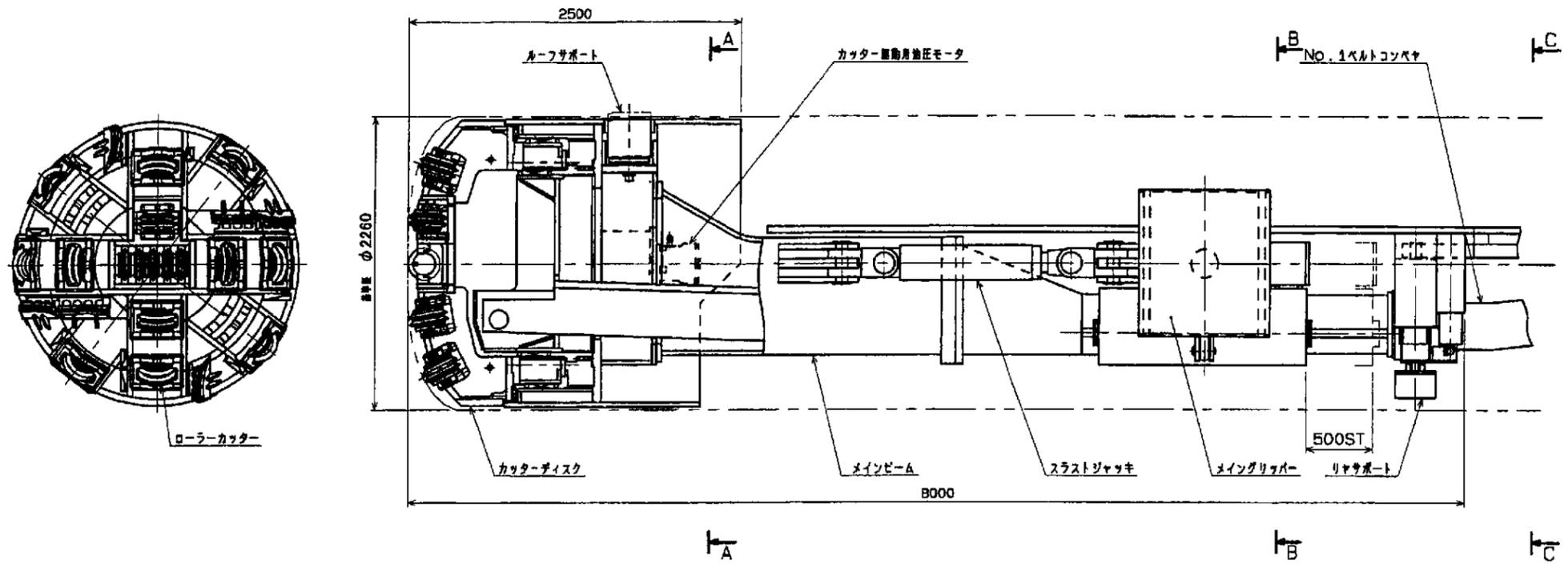
シールド本体要目	
後部外径	φ2140 mm
全長	5400 mm
スラストジャッキ	800kNx550stx30MPax4本
フロントグリッパ-ジャッキ(上)	400kNx120stx30MPax2本
フロントグリッパ-ジャッキ(下)	400kNx 90stx30MPax2本
メイングリッパ-ジャッキ	2150kNx150stx30MPax2本
前部スライド量	MAX 500 mm

カッター-ディスク要目	
型式	全断面周回式回転方式
掘削径	φ2260 mm
回転速度	0~9.0 min ⁻¹
掘削トルク	常用140kN-m 最高200kN-m
カッター	ディスクローラカッター、剛硬チップ付カッター
油圧モーター形式	ME750x2台 (減速機付)

パワーユニット要目		
油圧ポンプ型式	ジャッキ用 LVP017-110R	カッター-駆動用 K3V6112-110R
常用圧力	30MPa	14MPa
吐出量	0~12 L/min	0~130 L/min
電容量	7.5KWx4Px1台	45KWx4Px4台

ベルトコンベヤ要目	
幅	450mm
ベルト幅	300mm
電容量	3.7KW
運搬量	40M ³ /Hr

図 7.2-21 φ2260 シールド型トンネル掘削機 全体機構図



部品数表	
標準径	φ2200mm
全長	8000mm
スラストジャッキ	800 ^{mm} ×600 ^{mm} ×30 ^{mm} ×2本
メイングリッパージャッキ	2000 ^{mm} ×250 ^{mm} ×30 ^{mm} ×2本
ルーフサポートジャッキ	400 ^{mm} ×50 ^{mm} ×30 ^{mm} ×1本
サイドサポートジャッキ	400 ^{mm} ×50 ^{mm} ×30 ^{mm} ×4本
リヤサポートジャッキ	400 ^{mm} ×350 ^{mm} ×30 ^{mm} ×2本

カッターディスク仕様	
型式	全断面掘削機
標準径	φ2200mm
回転数	0~9 min ⁻¹
トルク	容積140kN-m, 最高200kN-m
駆動モーター形式	ME750 (標準機) × 2台

油圧ユニット仕様		
	ジャッキ用	カッター駆動用
油圧ポンプ	LVP017-110R	K3VG112-110R
常用圧力	30 MPa	14 MPa
吐出量	0~12 L/min	0~130 L/min
電動機	7.5kW×4P	45kW×4P
台数	1台	1台

図 7.2-22 φ2260 オープン型トンネル掘削機 全体機構図

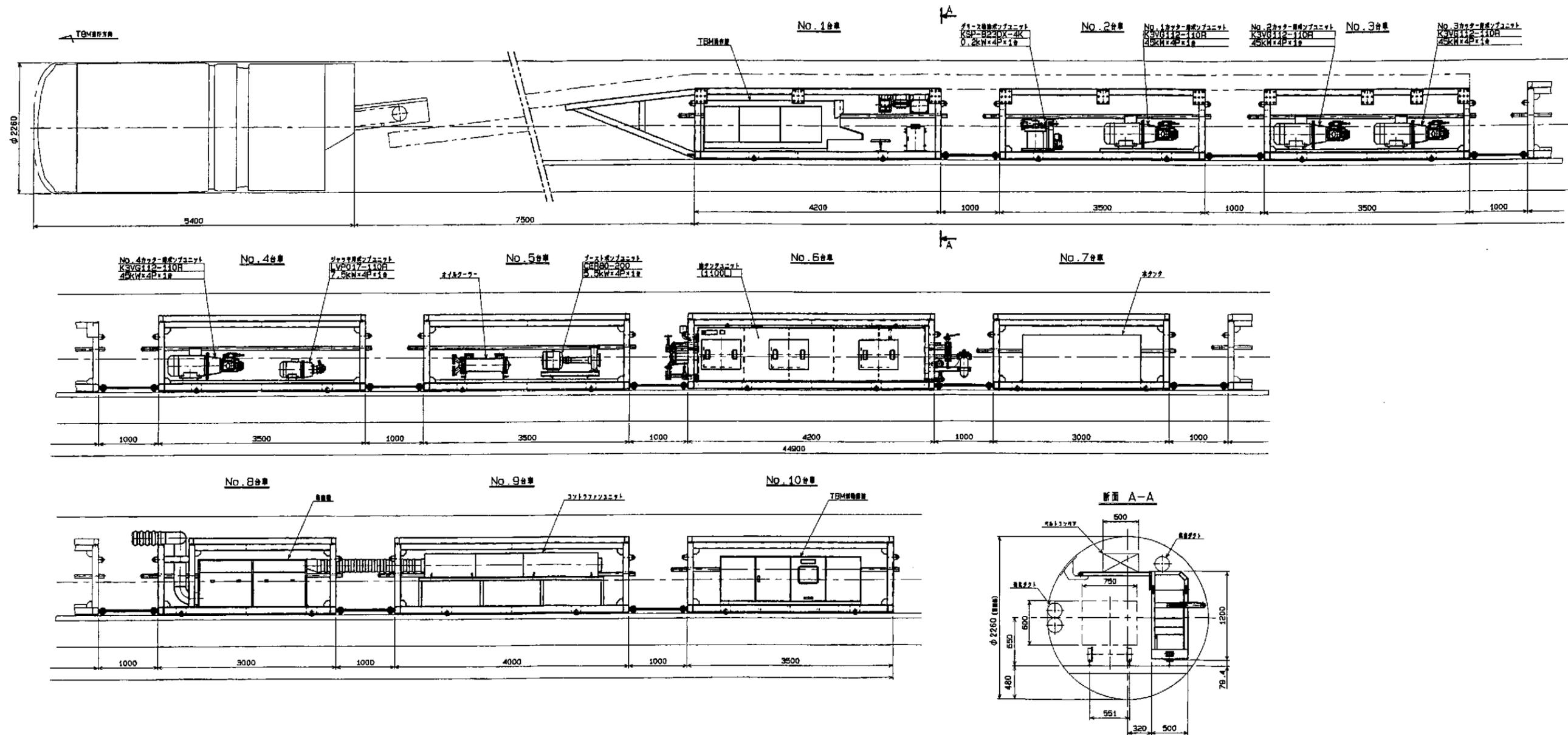
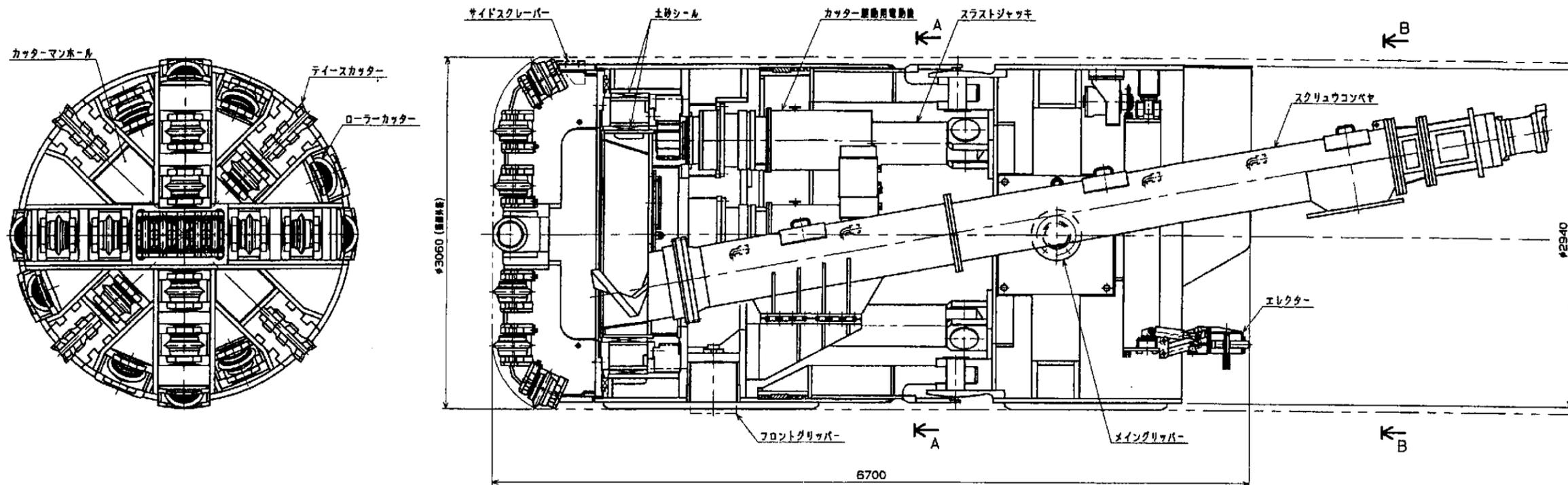


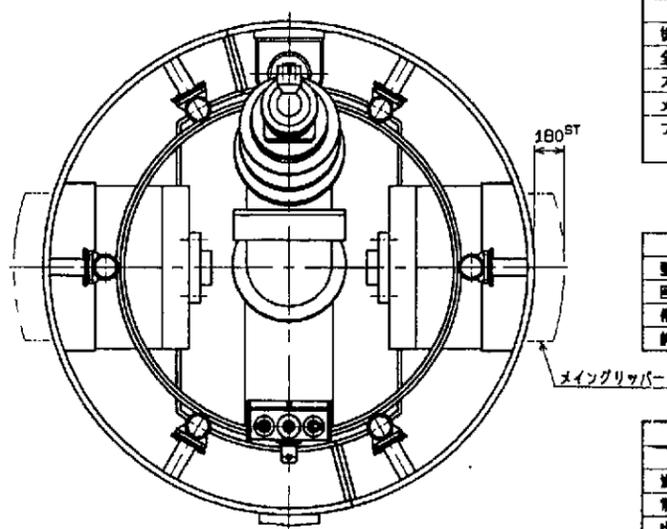
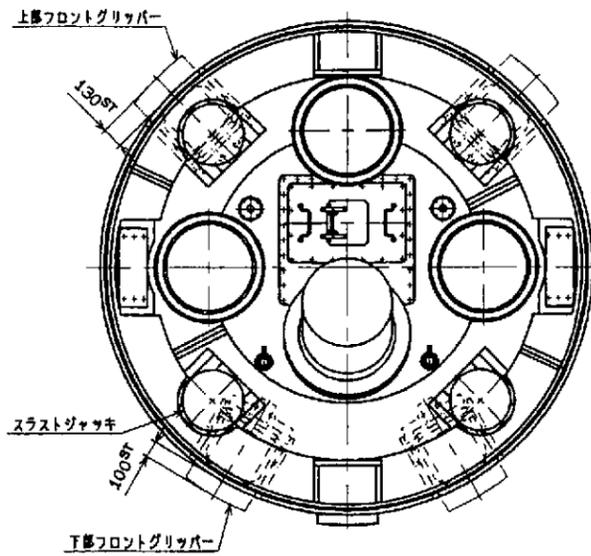
図 7.2-23 $\phi 2260$ トンネル掘削機 後方台車組立図

(注) $\phi 2.2\text{m}$ の TBM 掘進時は、後方台車はアッセンブリーホールに定置するものとする。本図は、後方台車を牽引した場合の組立図である。



断面 A-A

断面 B-B



シールド本体要目	
後期外径	φ2940 mm
全長	6700 mm
スラストジャッキ	2000kN×500st×4本
メイングリッパージャッキ	6000kN×180st×2本
フロントグリッパージャッキ	上部 700kN×130st×2本 下部 700kN×100st×2本

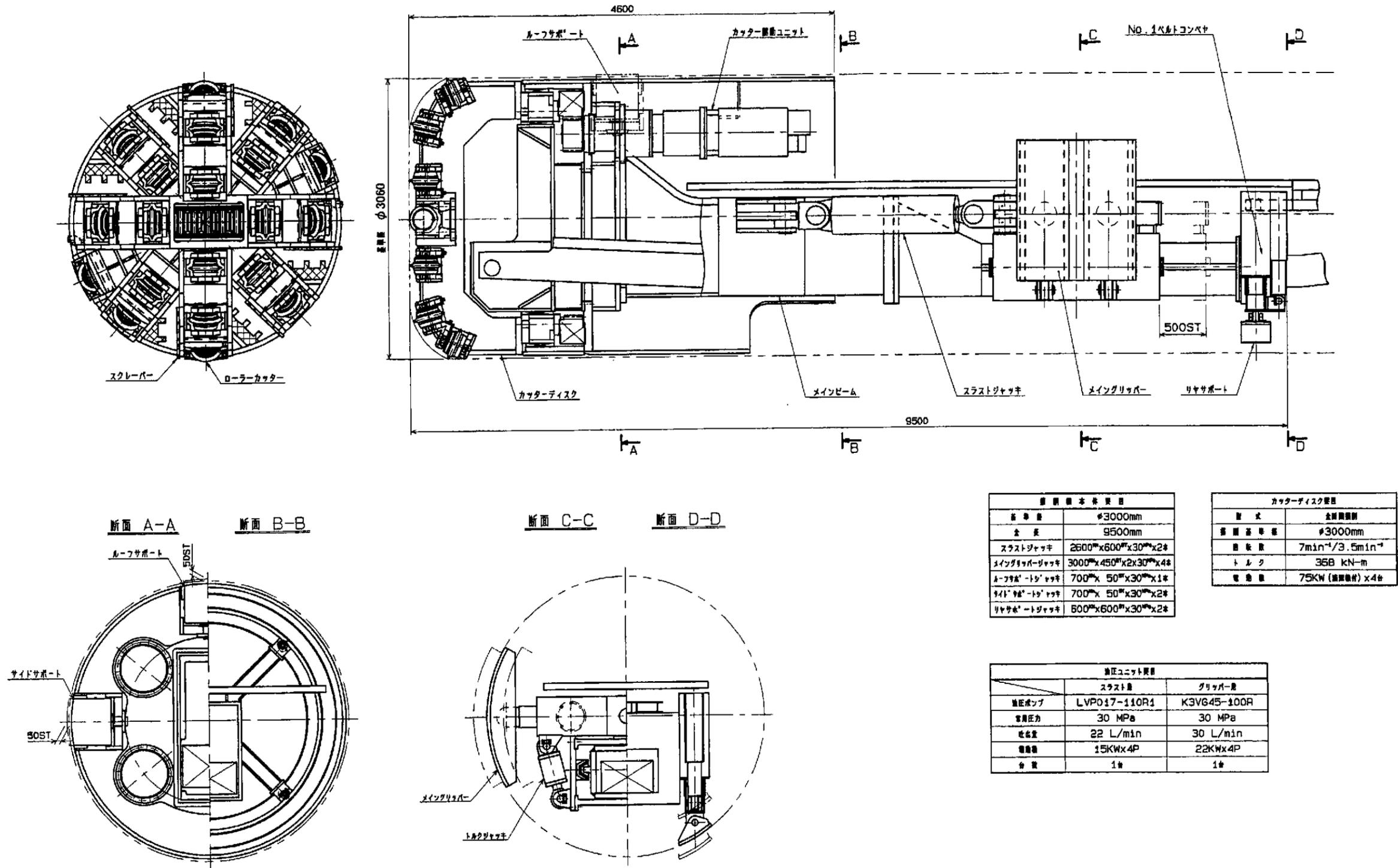
カッターディスク要目	
型式	全断面掘削逆回転方式
直径	φ3060 mm
回転速度	7 / 3.5 min ⁻¹
掘削トルク	368 kN-m
カッター	ローラーカッター, ティースカッター
電動機	90KW × 3台

エレクター要目	
型式	リングドラム駆動式
回転速度	1~2 min ⁻¹
押出ストローク	MAX. 300 mm
前後ストローク	± 100 mm

スクリュウコンベヤ要目	
スクリュウ外径	φ470mm
回転速度	0~15.5 min ⁻¹
掘削トルク	標準 16.7KN-M 最高 25.1KN-M

パワーユニット要目				
	スラスト用	グリッパー用	スクリュウ用	エレクター用
油圧ポンプ型式	LVP017-110R1	K3VG45-100R	K3VG112-100R	LVP017-110R1
常用圧力	30 MPa	30 MPa	14 MPa	30 MPa
吐出量	0~22 L/min	0~30 L/min	0~120 l/min	0~22 L/min
電動機	15KW × 4P	22KW × 4P	45KW × 4P	15KW × 4P
数量	1台	1台	1台	1台

図 7.2-24 φ 3060 シールド型トンネル掘削機 全体機構図



主要部材表	
直径	φ3000mm
全長	9500mm
スラストジャッキ	2600 ^{mm} ×600 ^{mm} ×30 ^{mm} ×2 ^台
メイングリッパージャッキ	3000 ^{mm} ×450 ^{mm} ×2×30 ^{mm} ×4 ^台
ローラーカットジャッキ	700 ^{mm} ×50 ^{mm} ×30 ^{mm} ×1 ^台
スクレーパー	700 ^{mm} ×50 ^{mm} ×30 ^{mm} ×2 ^台
リヤサポートジャッキ	600 ^{mm} ×600 ^{mm} ×30 ^{mm} ×2 ^台

カッターディスク表	
型式	全周開閉式
直径	φ3000mm
回転数	7min ⁻¹ /3.5min ⁻¹
トルク	368 kN-m
電機	75KW (歯車駆動) ×4 ^台

油圧ユニット表		
	スラスト用	グリッパー用
油圧ポンプ	LVP017-110R1	K3V645-100R
最高圧力	30 MPa	30 MPa
流量	22 L/min	30 L/min
電機	15KW×4P	22KW×4P
台数	1 ^台	1 ^台

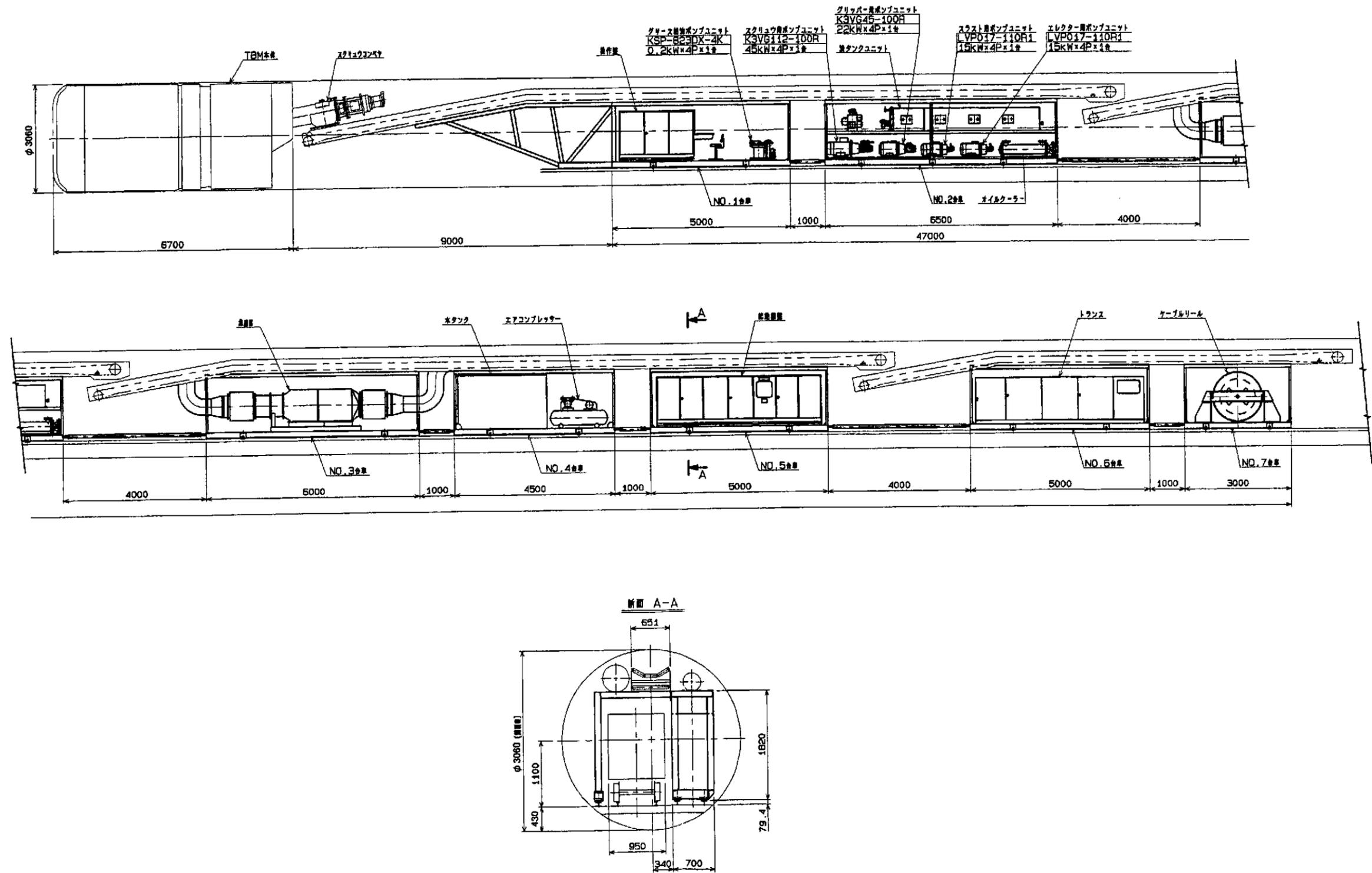
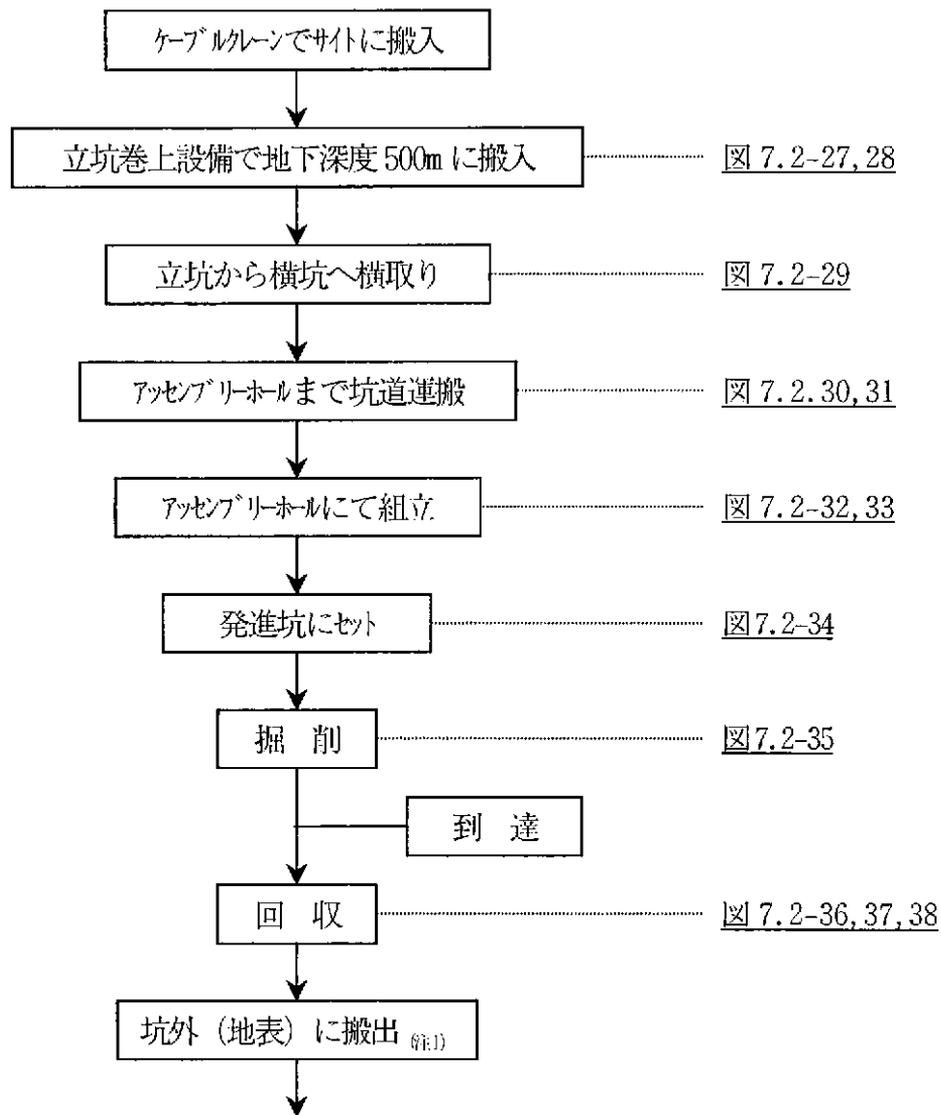


図 7.2-26 φ3060 トンネル掘削機 後方台車組立図

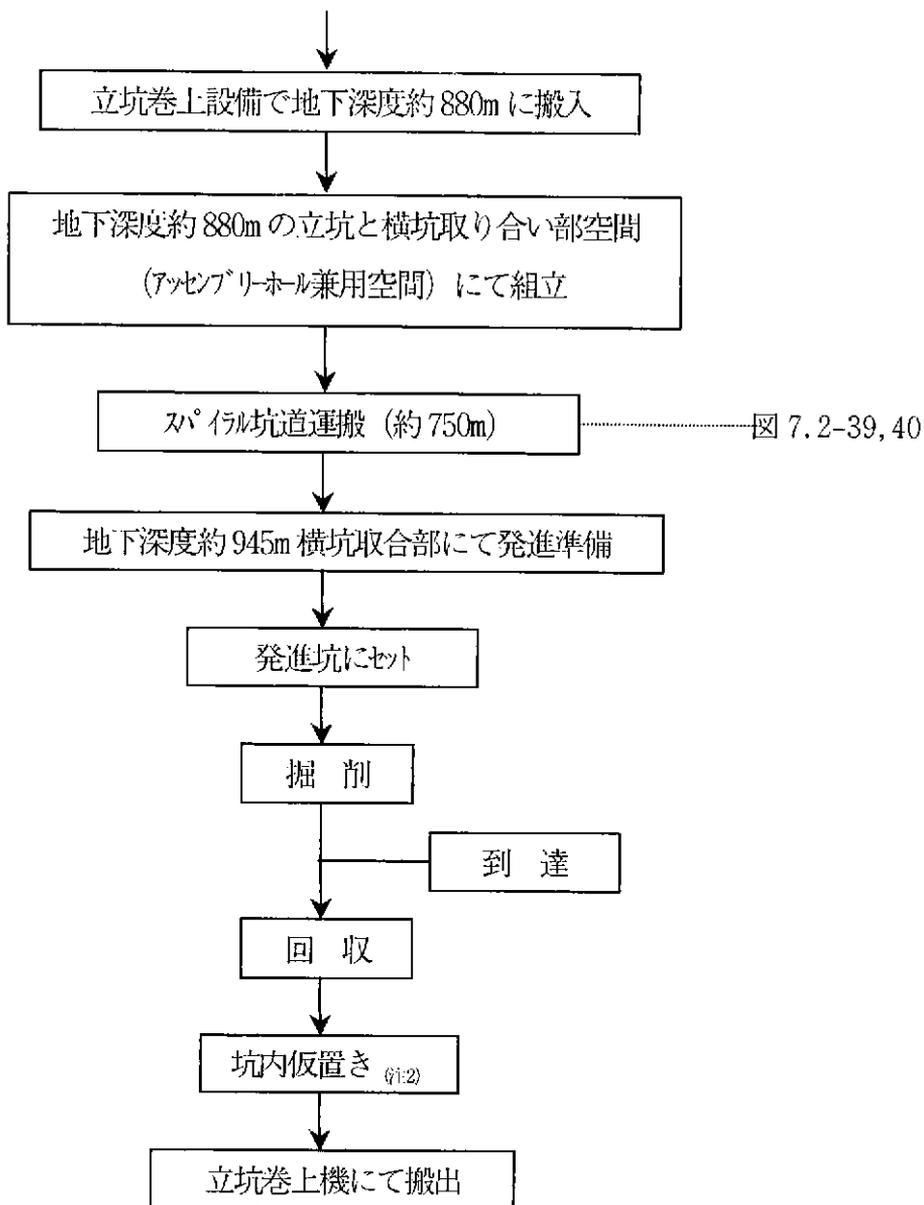
表 7.2-16 トンネル掘削機ずり排土方法の比較

方式項目	ベルトコンベア	スクリーンコンベア (土圧をかけないで排土のみ)
切羽保持能力	なし	
機外の土砂搬送	No.2ベルトコンベア+ずりトロ等	
切羽湧水対応能力	有・小	有・大
粘性土の搬送	やや問題あり	やや問題あり 添加水にて対応可
砂質土の搬送	水がなければ問題なし	問題なし
岩の搬送	問題なし	
長距離対応	ベルト交換	摩耗対策
カッター点検・交換	困難	
小口径機		
中・大口径機	容易	やや困難
カッター摩耗度	同程度	
機内スペース	せまい(やや有利)	せまい
搬送能力(同寸法比)	大	小
粉塵対策	必要(集塵機)	
機内へのずり落下	可能性あり 大量湧水時	なし
搬送可能傾斜角度	約20°	約40°
最大礫径	約300	約230

1) $\phi 2.2\text{m}$ TBM (中間ステージ及び最深ステージの試験坑道掘削)



(注1) 「坑外(地表)に搬出」とした理由は、坑内仮置きとした場合、
 ①仮置きスペース、②坑内湿度によるマシン電気系統への影響より
 通電と定期点検運転が必要となる、ことより、坑外搬出とした。



(注2) TBMマシンをスパイラル坑道を経由して搬出することは多大な労力を必要とすることより、立坑が最終ステージ深度まで掘削されるまで坑内仮置きとした。

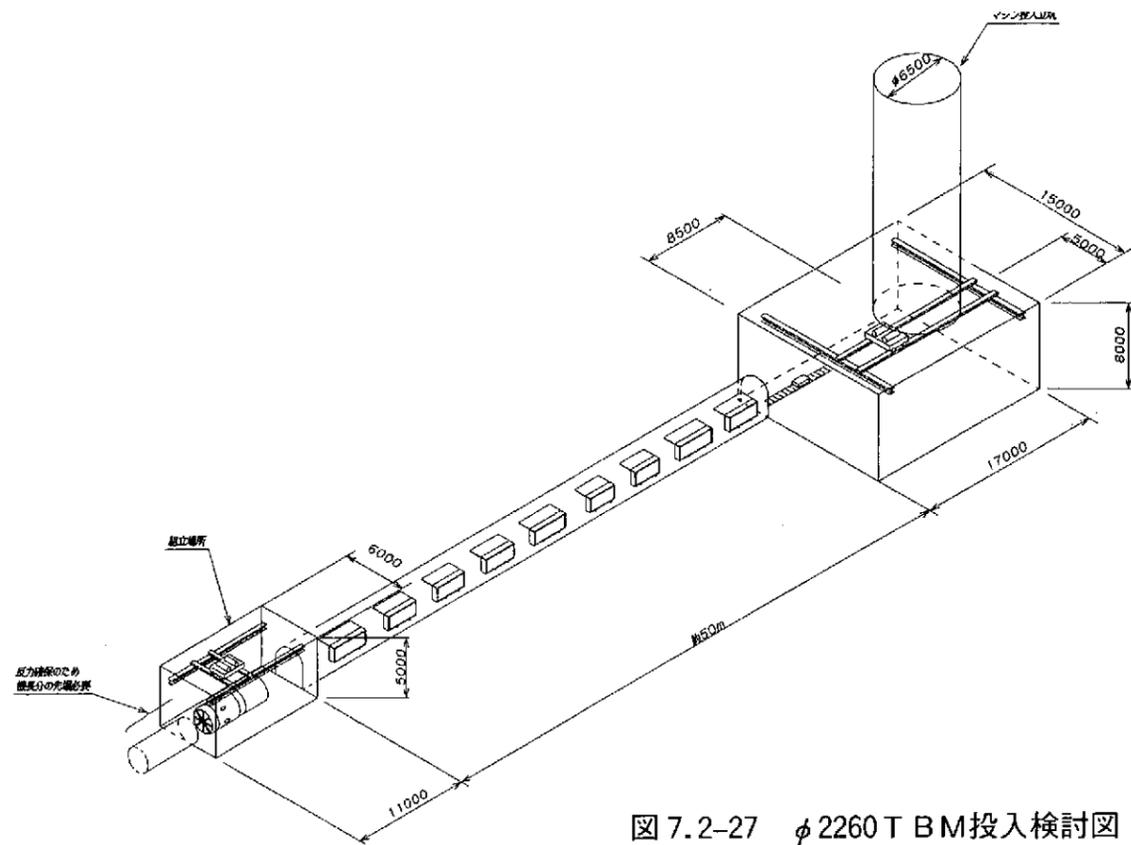


図 7.2-27 φ2260 TBM投入検討図

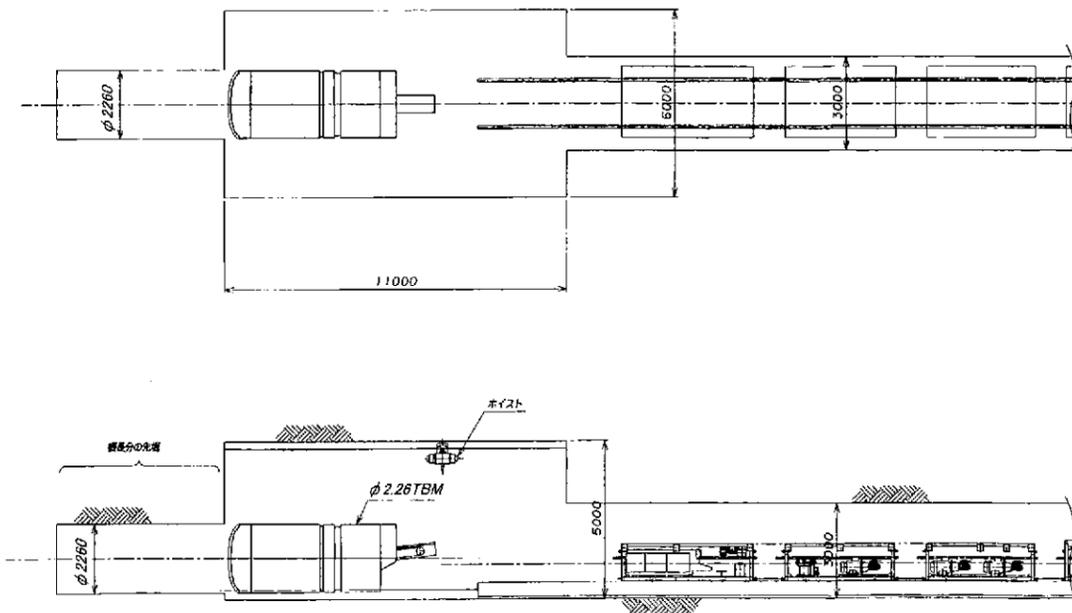


図 7.2-29 φ2260 TBM投入検討図(アッセンブリーホール)

図 7.2-27～28 では、後続台車を立坑取合部に仮置きしてTBMを発進する施工法であるが、立坑取合部に仮置きできない場合は、図 7.2-34 に示すように組立場所(アッセンブリーホール)を大きくして後続台車を定置して発進する。

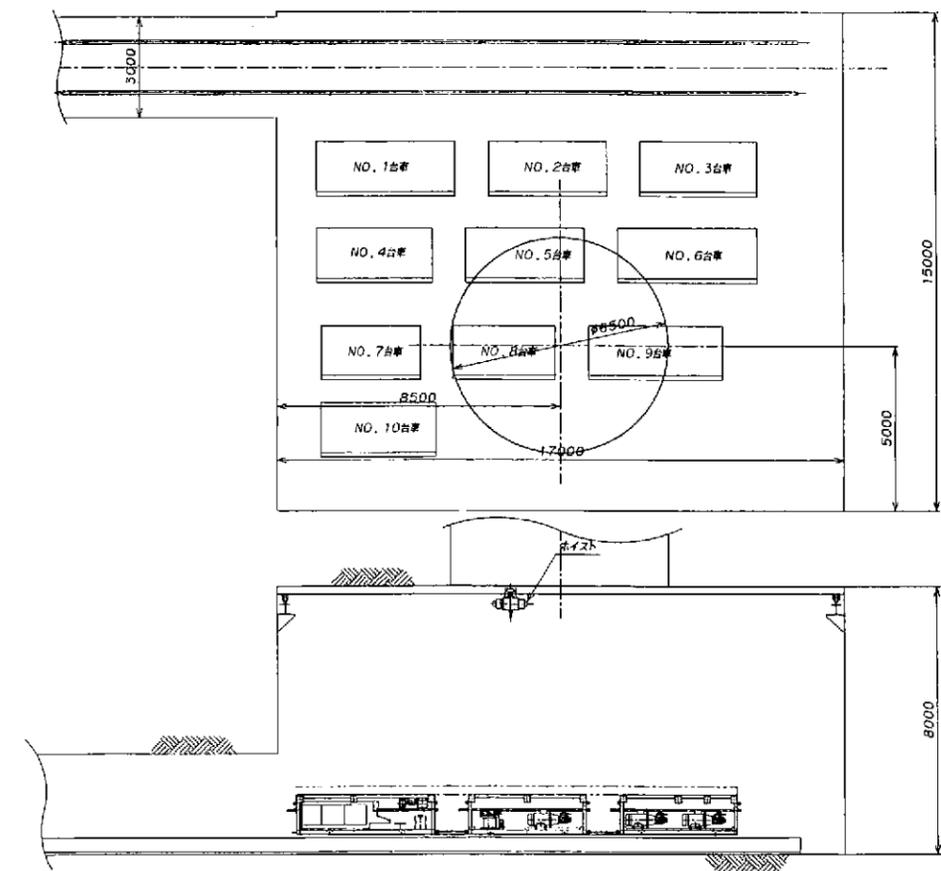
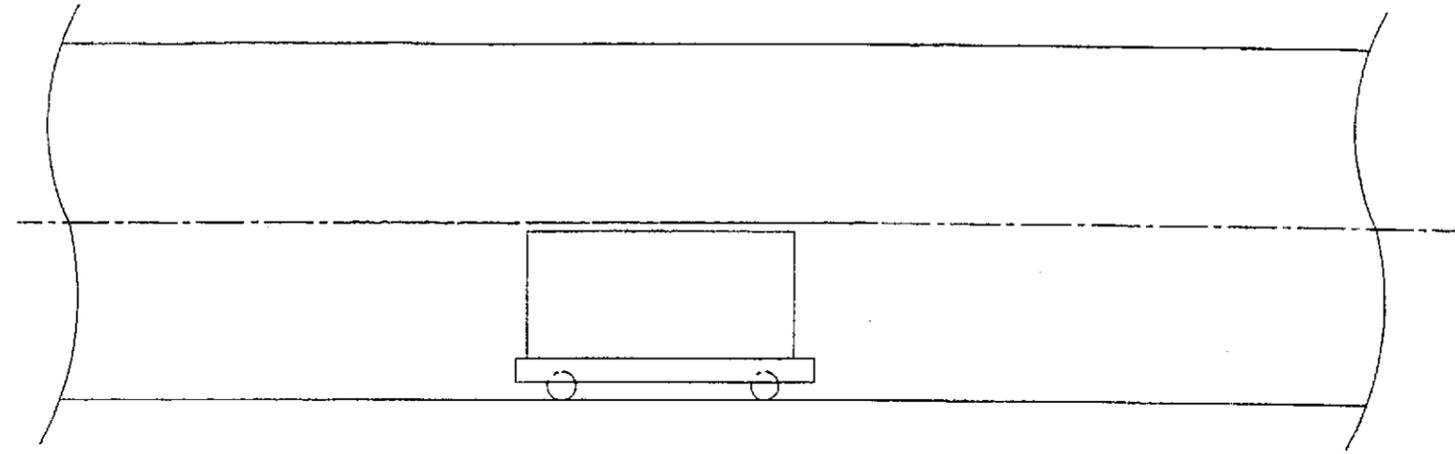
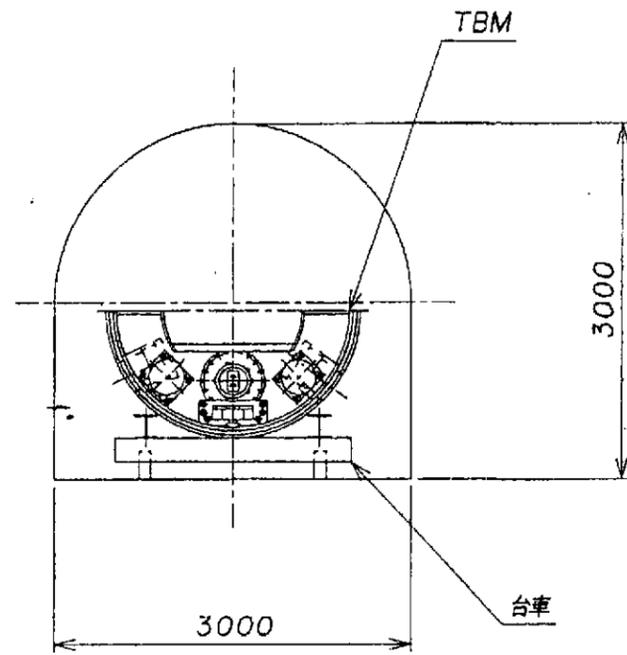


図 7.2-28 φ2260 TBM投入検討図(主立坑)



立坑から横取り後、アッセンブリホールまで坑道を運搬する。
 TBM本体は、搬入時の荷姿のまま、後続設備は後続台車に載せ、それぞれ運搬台車に積載して運搬する。

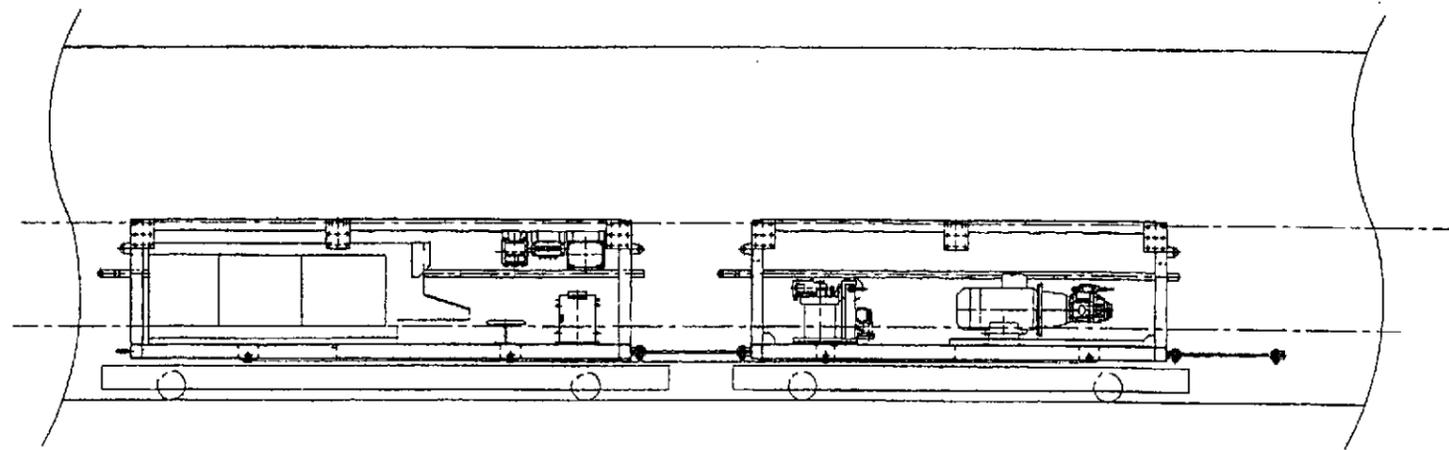
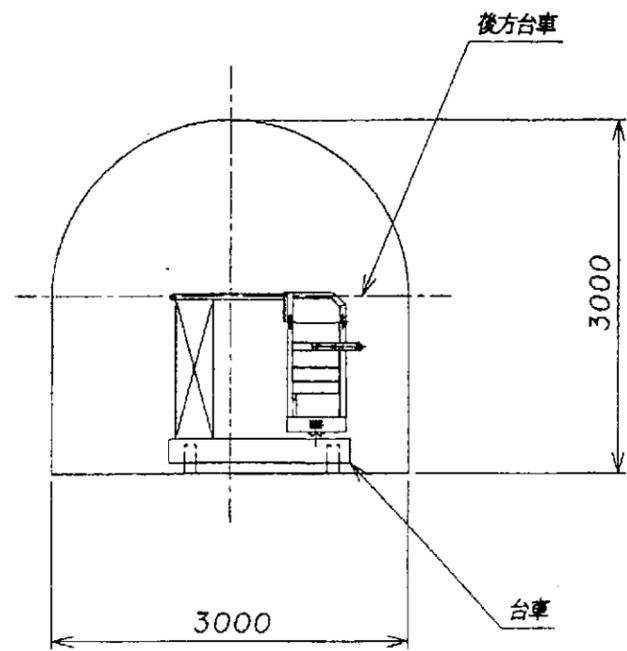


図 7.2-30 φ2260 TBM坑道運搬図

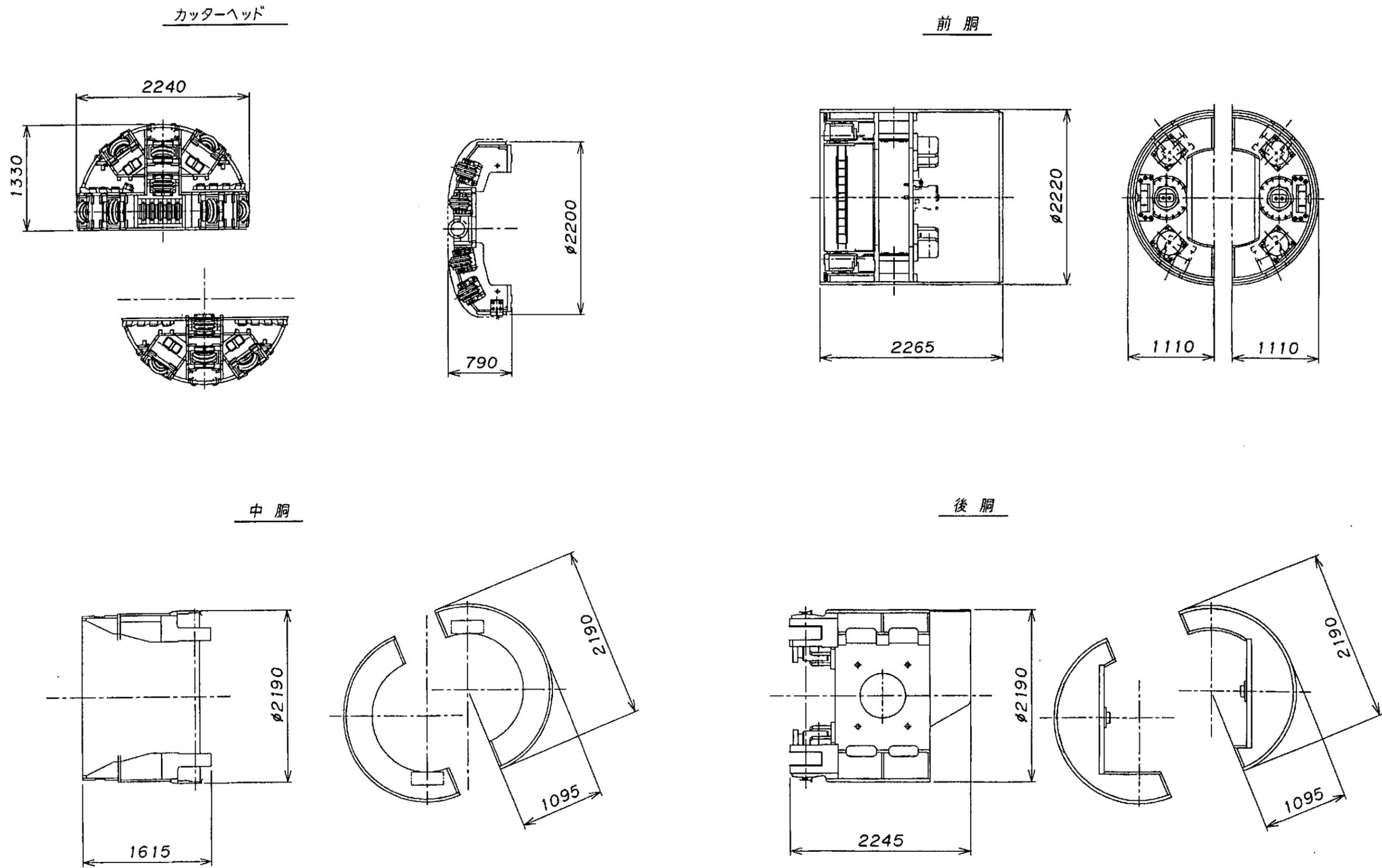
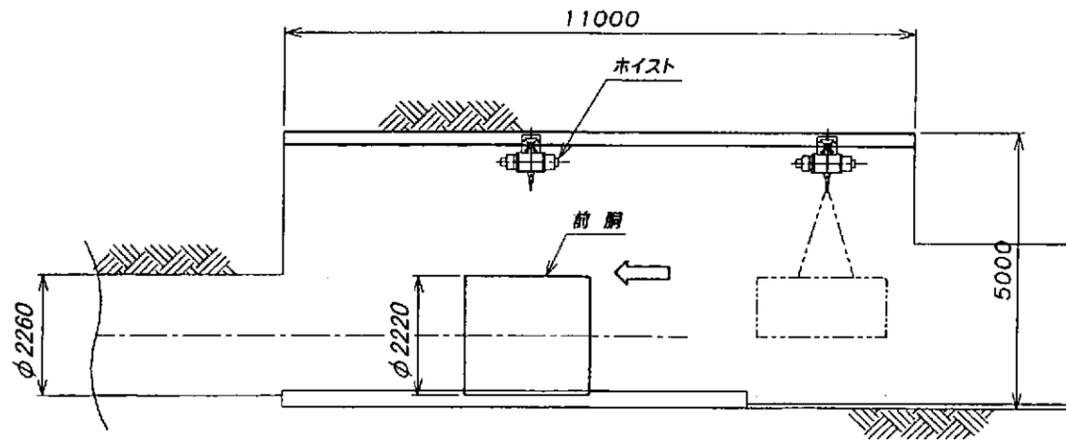


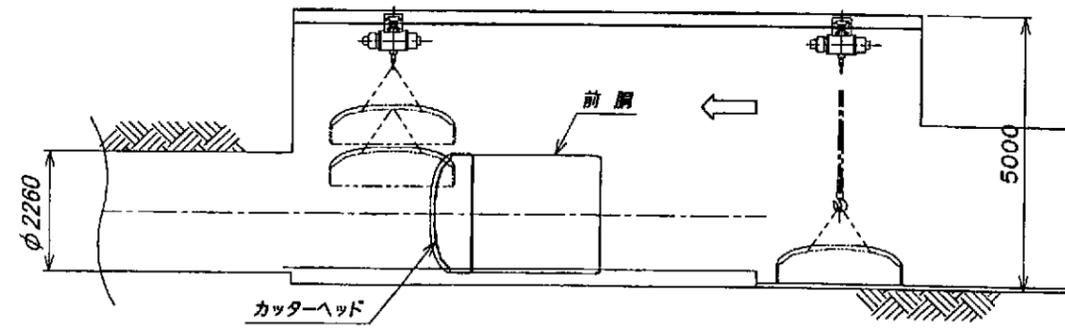
図 7.2-31 $\phi 2260$ TBM 荷姿分割図

分解は、7.2.2 (3) 立地 (工事) 条件④ TBM 搬入出路における TBM 搬入条件 (重量 9.5t 以下、幅寸法 2.7m 以下) による。

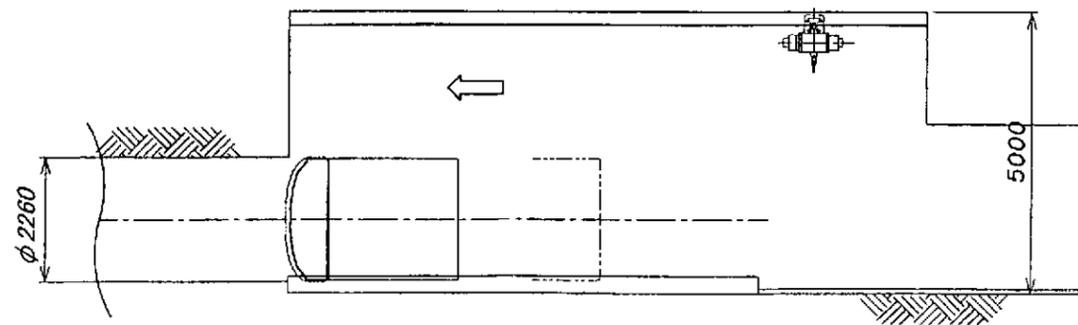
1. 前胴の組立、仮置き



2. カッターヘッドの組立、前胴と組合せ



3. 前胴の前移動



4. 中胴の組立、前胴と組合せ

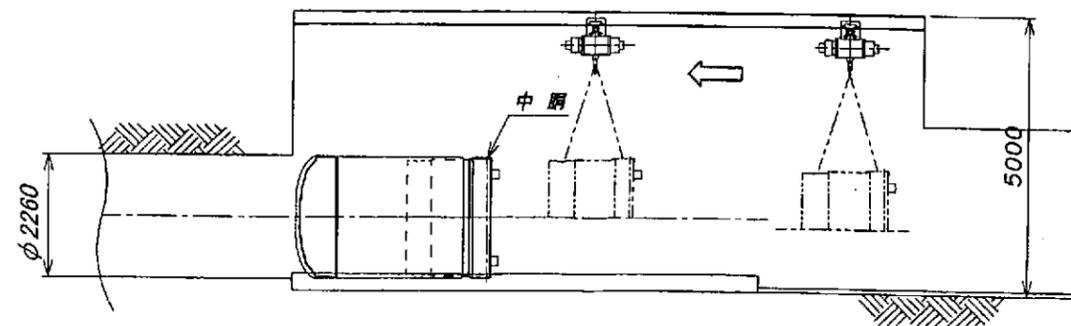
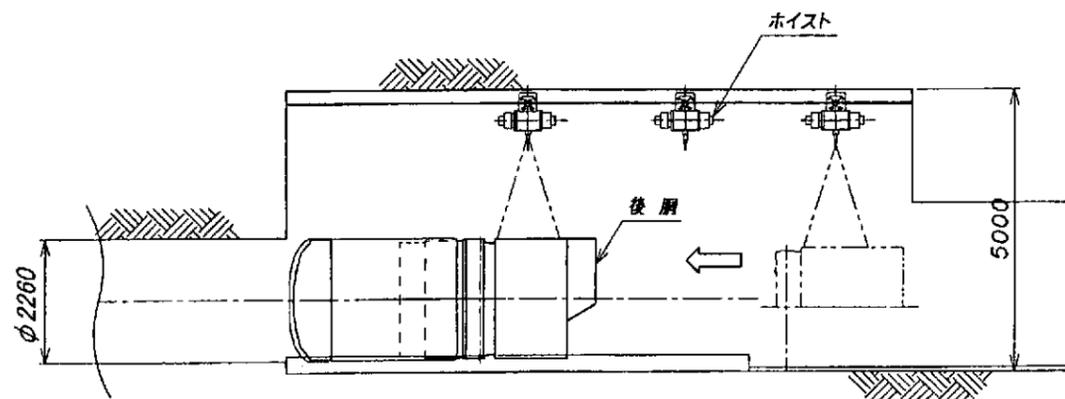
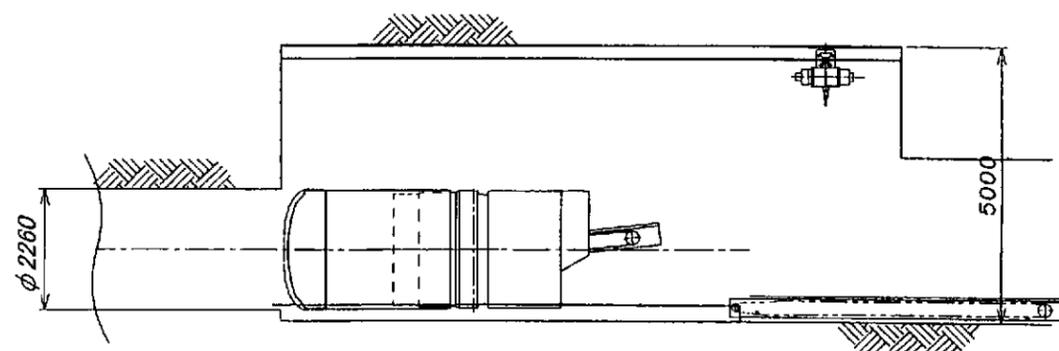


図 7.2-32 $\phi 2260$ TBM組立手順図(1)

5. 後胴の組立、中胴と組合せ



6. ベルトコンベヤの組立、前、中胴と組合せ



7. TBM前移動

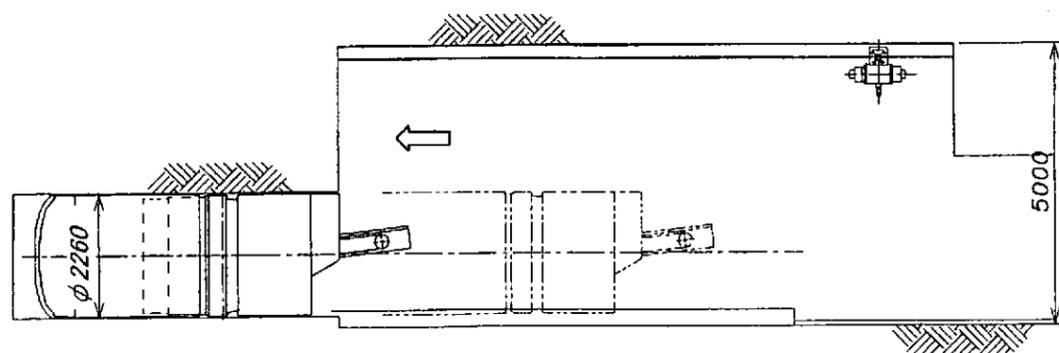


図 7.2-33 $\phi 2260$ TBM組立手順図(2)

TBM組立坑内に後方台車を配置した場合

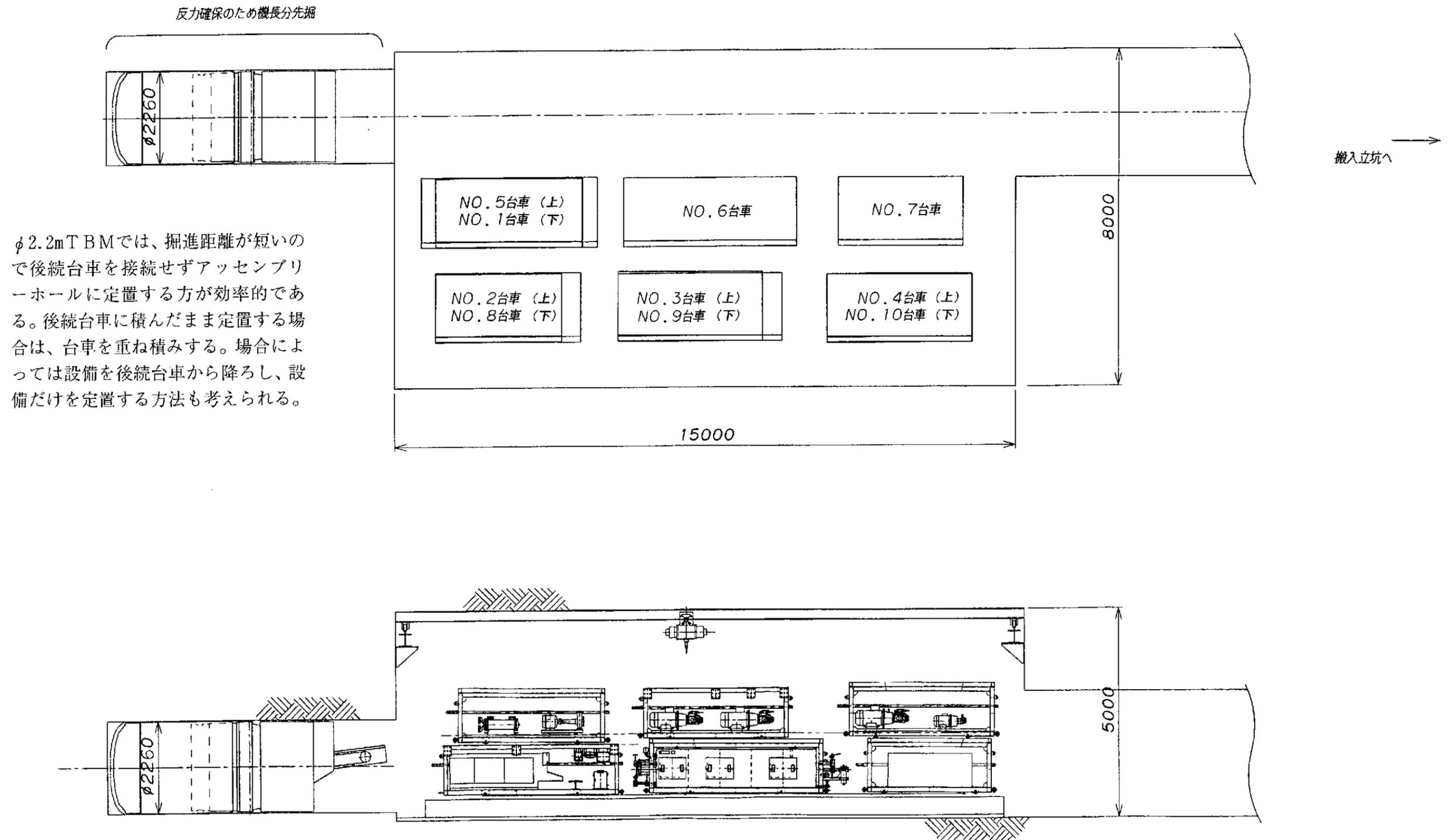


図 7.2-34 φ 2260 T B M 後方台車配置図

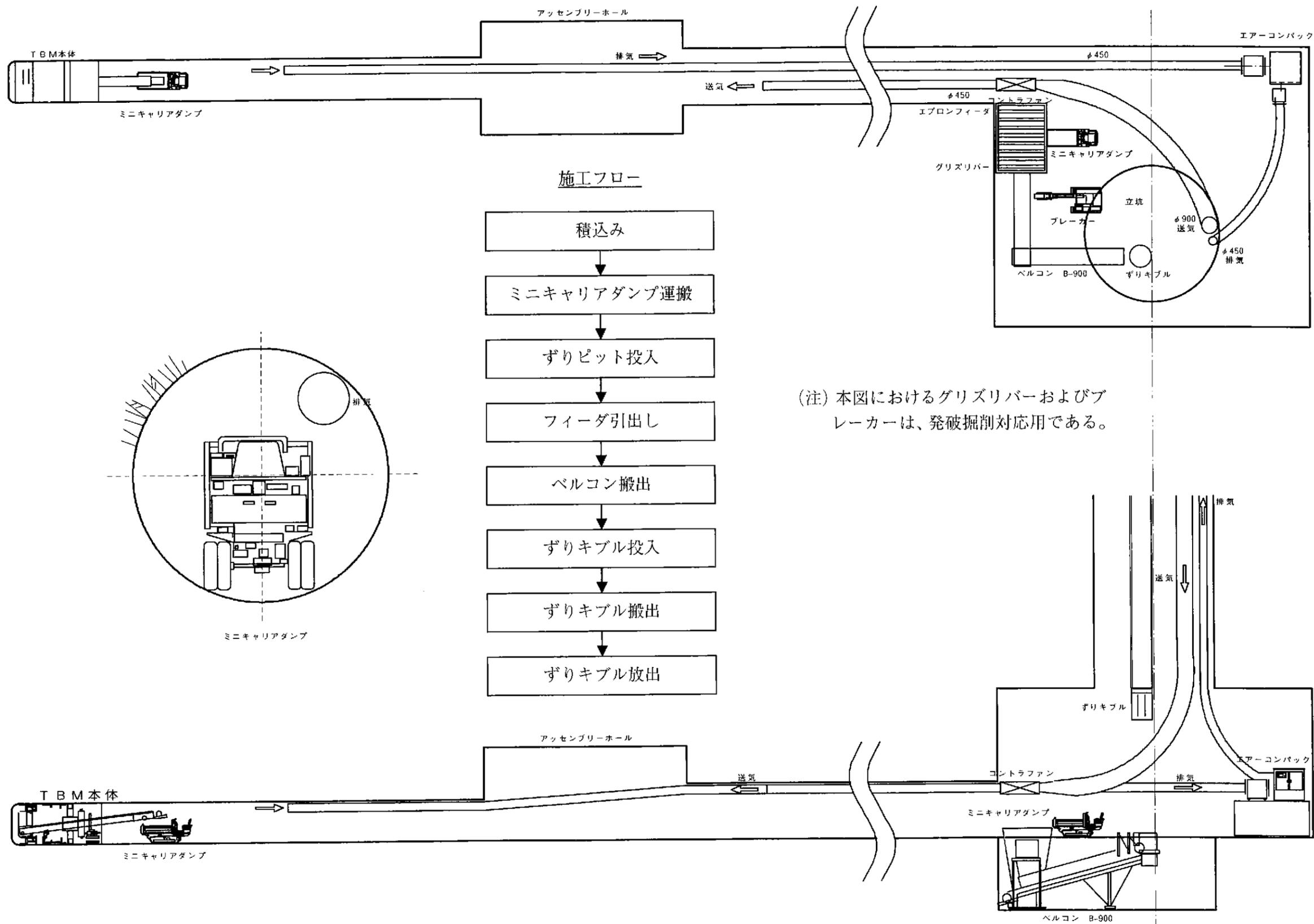
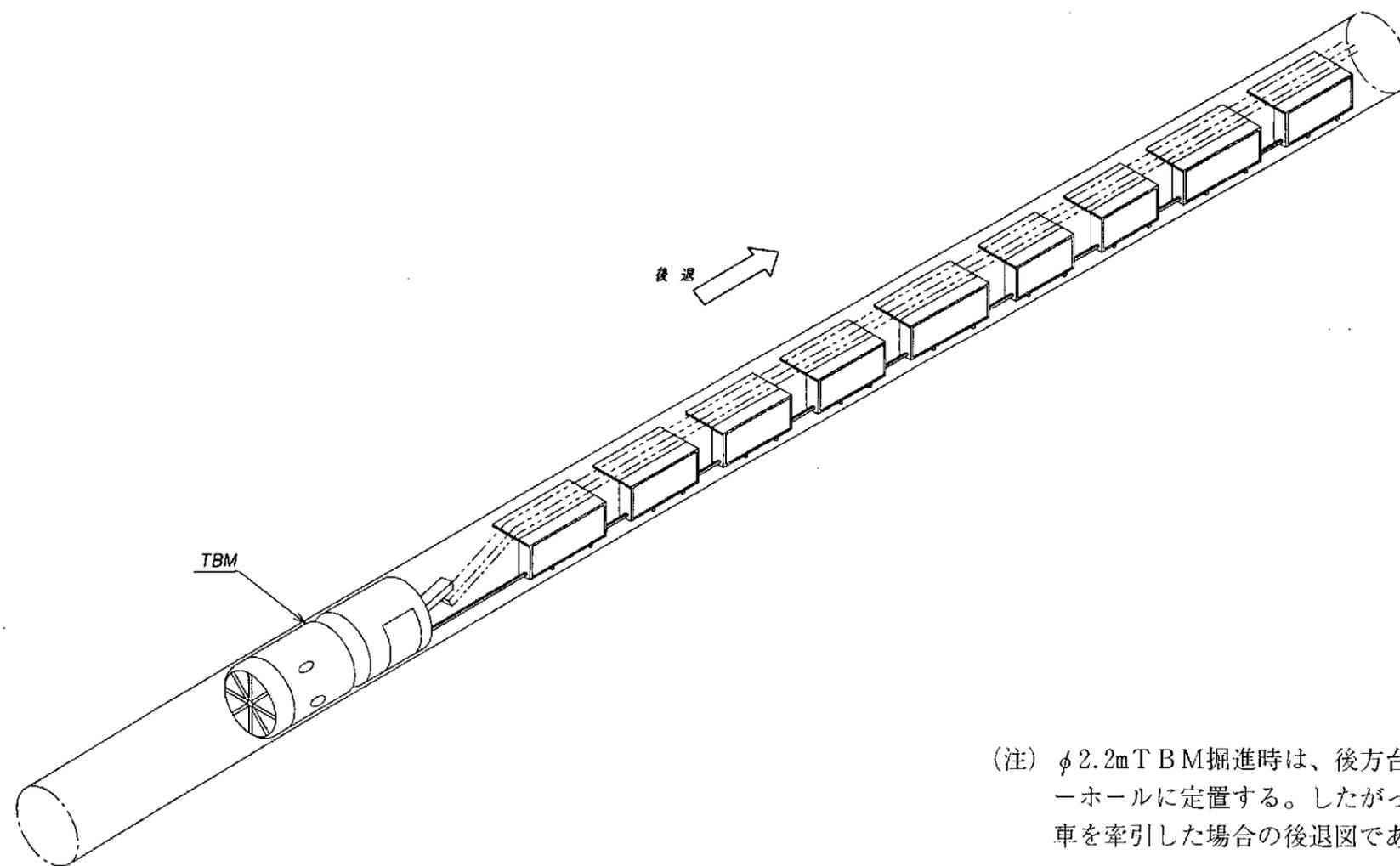


図 7.2-35 ずり運搬設備配置図



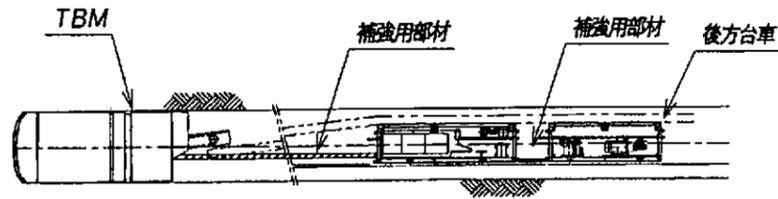
(注) $\phi 2.2\text{m}$ TBM掘進時は、後方台車はアッセンブリーホールに定置する。したがって、本図は後方台車を牽引した場合の後退図である。

図 7.2-36 $\phi 2260$ TBM後退概要図

1. 連結部補強部材の取付け

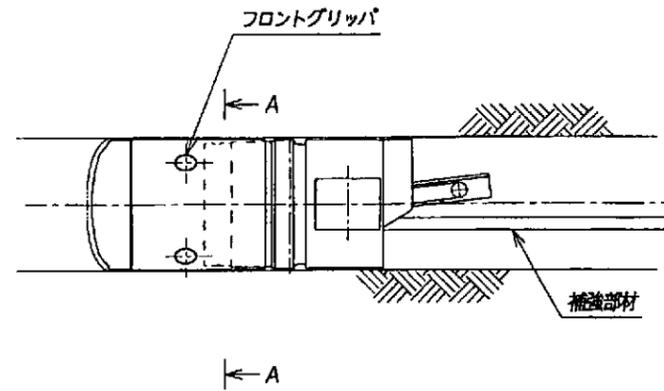
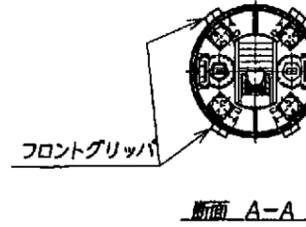
TBMと後方台車を補強部材にて固定し、後退作業が可能に準備する。
各後方台車間の連結箇所を補強部材にて補強し、後退作業が可能に準備する。

(注) 連結補強部材の取付けは、後方台車を牽引しながら掘削した場合である。



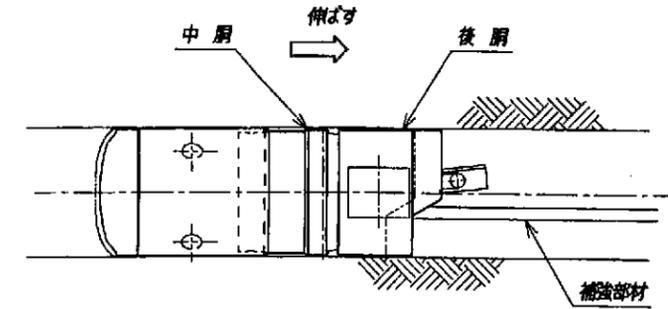
2. フロントグリッパの張り出し

フロントグリッパを張り出し前胴部を固定する。



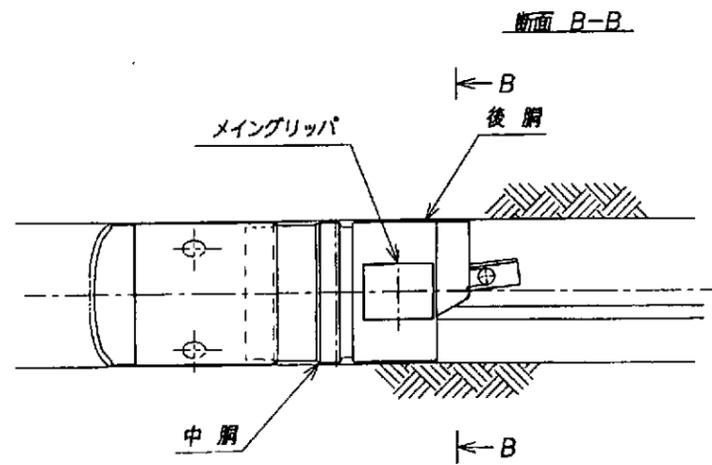
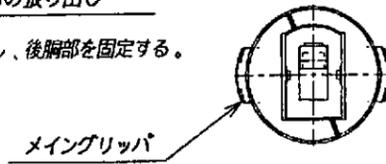
3. スラストジャッキの伸展

スラストジャッキを伸ばして中、後胴を後退させる。



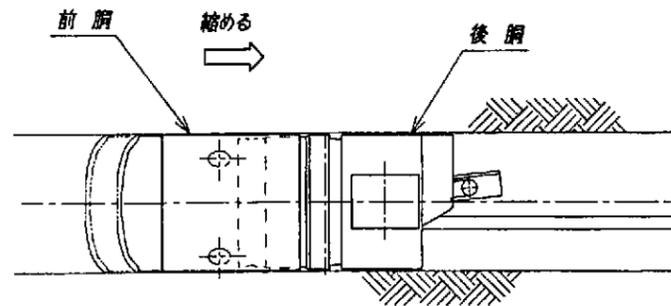
4. メイングリッパの張り出し

メイングリッパを張り出し、後胴部を固定する。



5. スラストジャッキの引込み

フロントグリッパを解除の後、スラストジャッキを縮めて前胴を後胴側に引き寄せる。



6. TBM及び後方台車を後退

2から5の動作を繰り返して、TBM及び後方台車を後退させる。
後退しながら後方台車のレールを順次、撤去する。
所定位置まで後退の後、各後方台車をウインチにて搬出する。
TBMをウインチにて引き寄せて、搬出する。

図 7.2-37 φ2260 TBM後退手順図

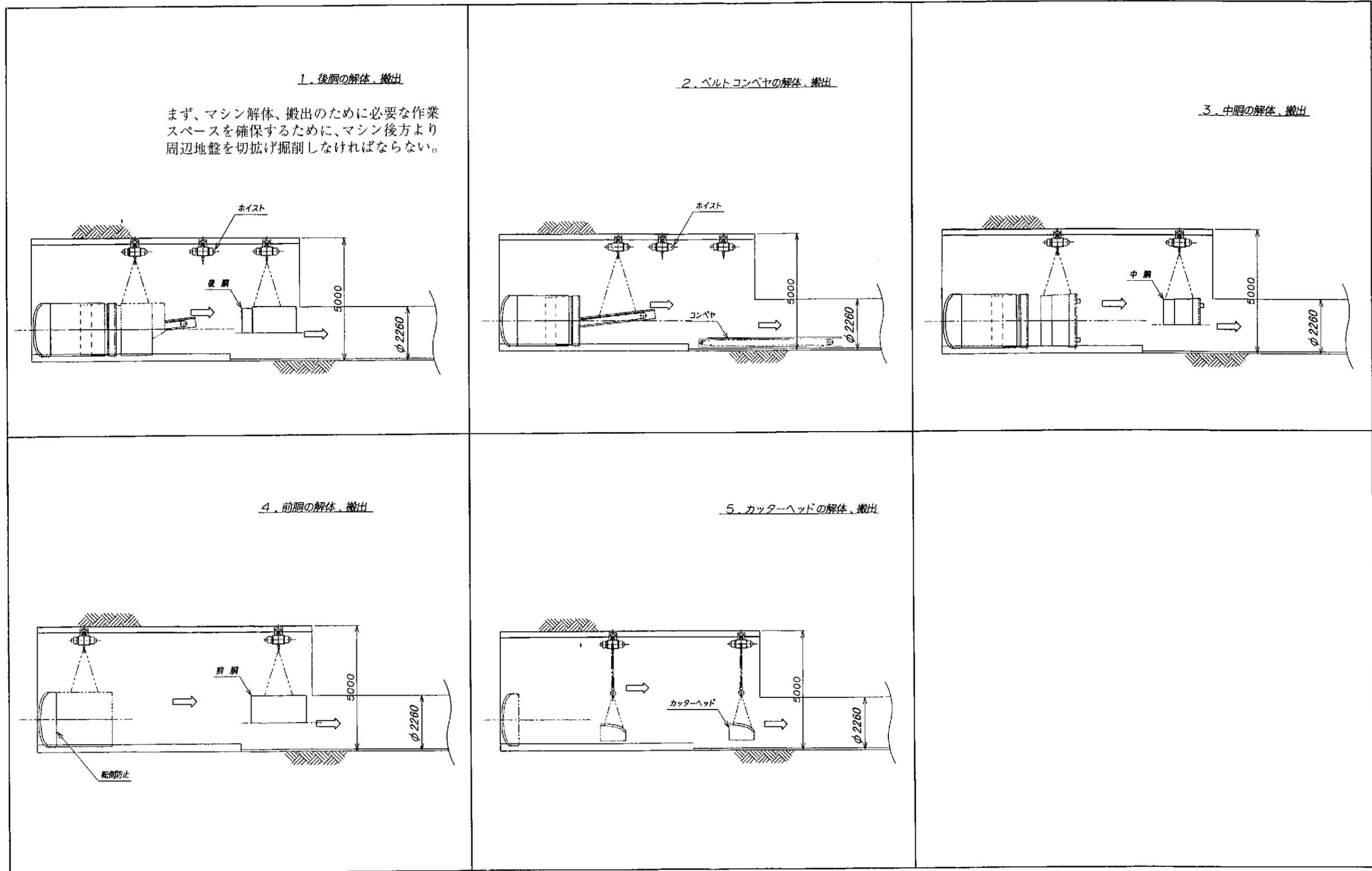


図 7.2-38 φ2260 TBM解体手順図

(想定以上の支保が必要となり、図 7.2-36, 37 に示すような TBMマシンが後退できない場合の回収方法)

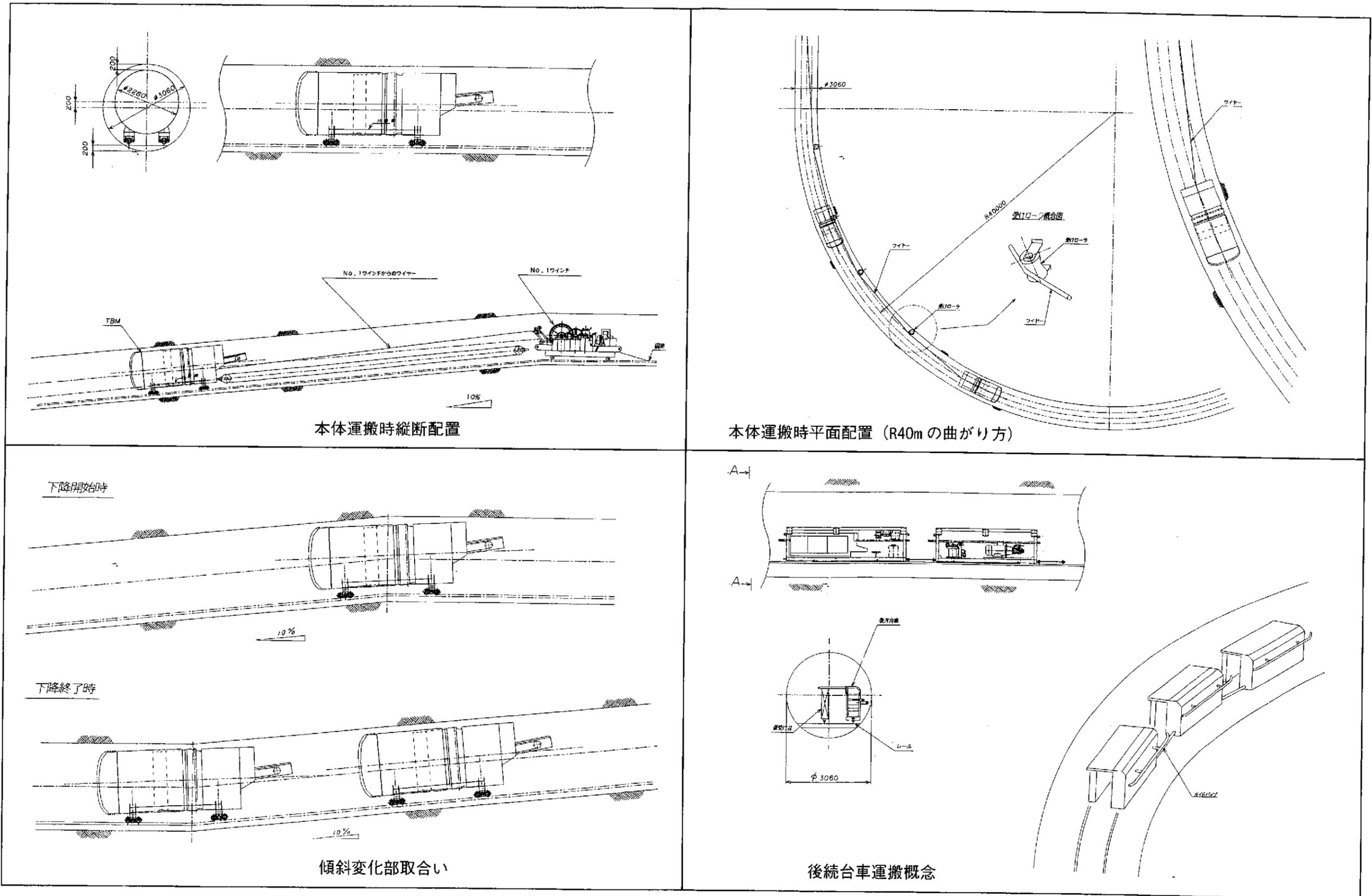
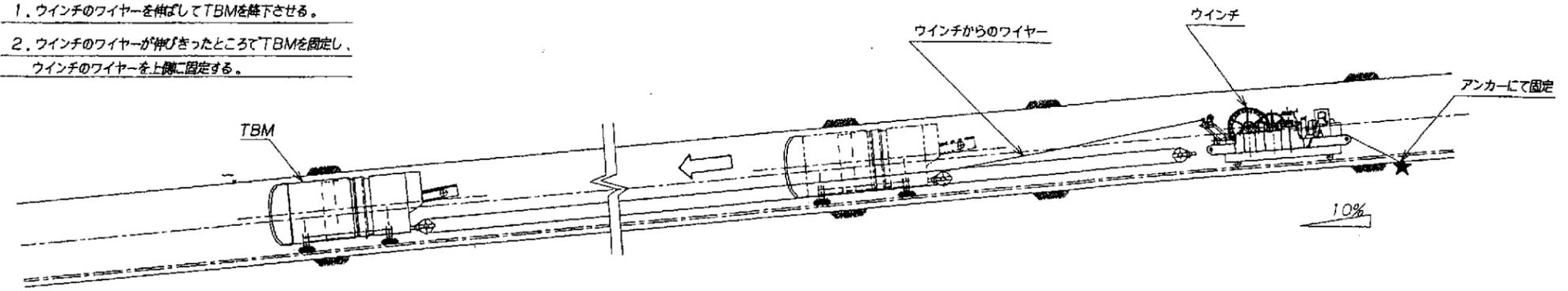


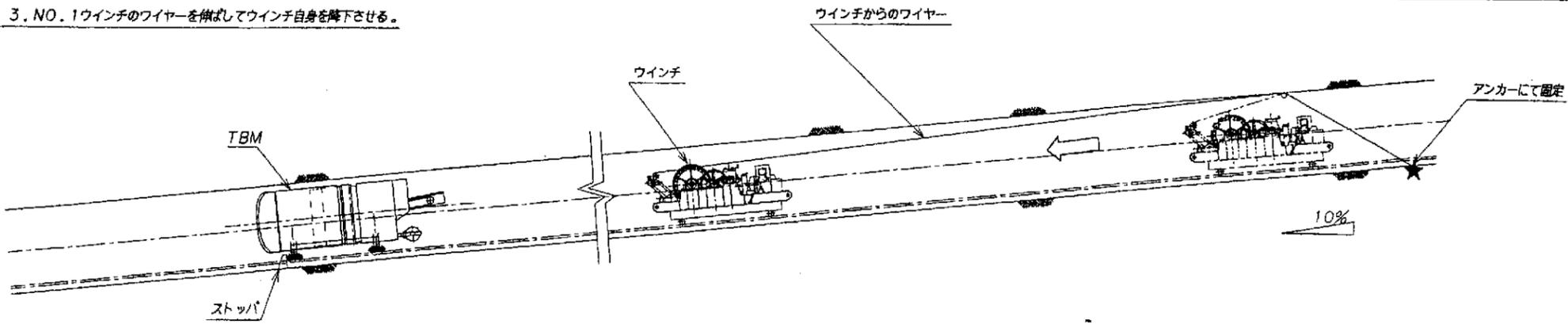
図 7.2-39 $\phi 2260$ TBM スパイラル坑道運搬図

1. ウインチのワイヤーを横ばしてTBMを降下させる。

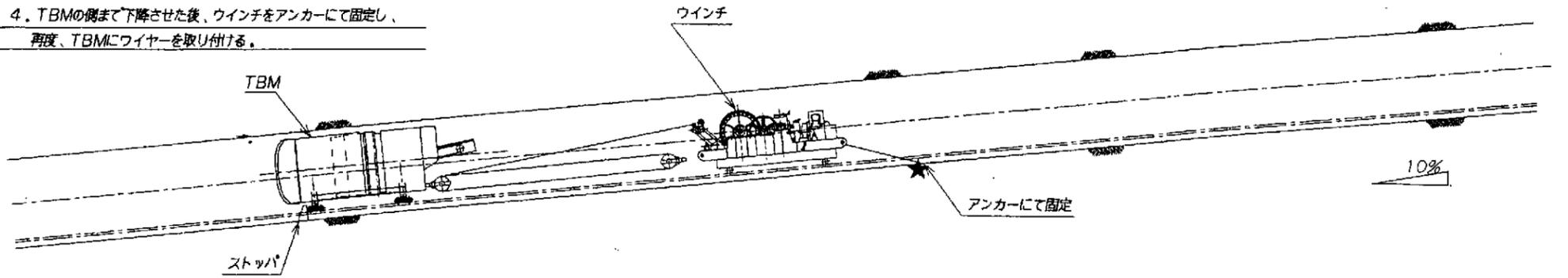
2. ウインチのワイヤーが伸びきったところでTBMを固定し、
ウインチのワイヤーを上側に固定する。



3. NO. 1ウインチのワイヤーを横ばしてウインチ自身を降下させる。



4. TBMの側まで下降させた後、ウインチをアンカーにて固定し、
再度、TBMにワイヤーを取り付ける。



5. 1から4の動作を繰り返しTBMを降下する。

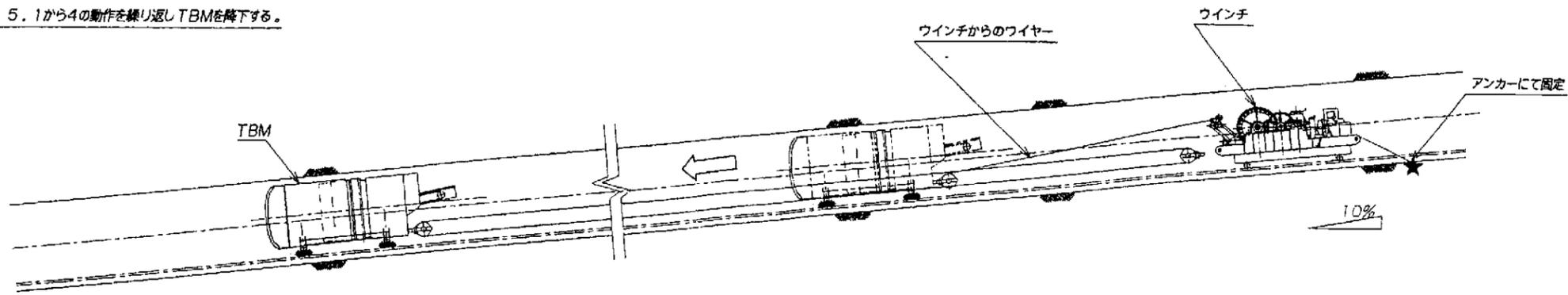
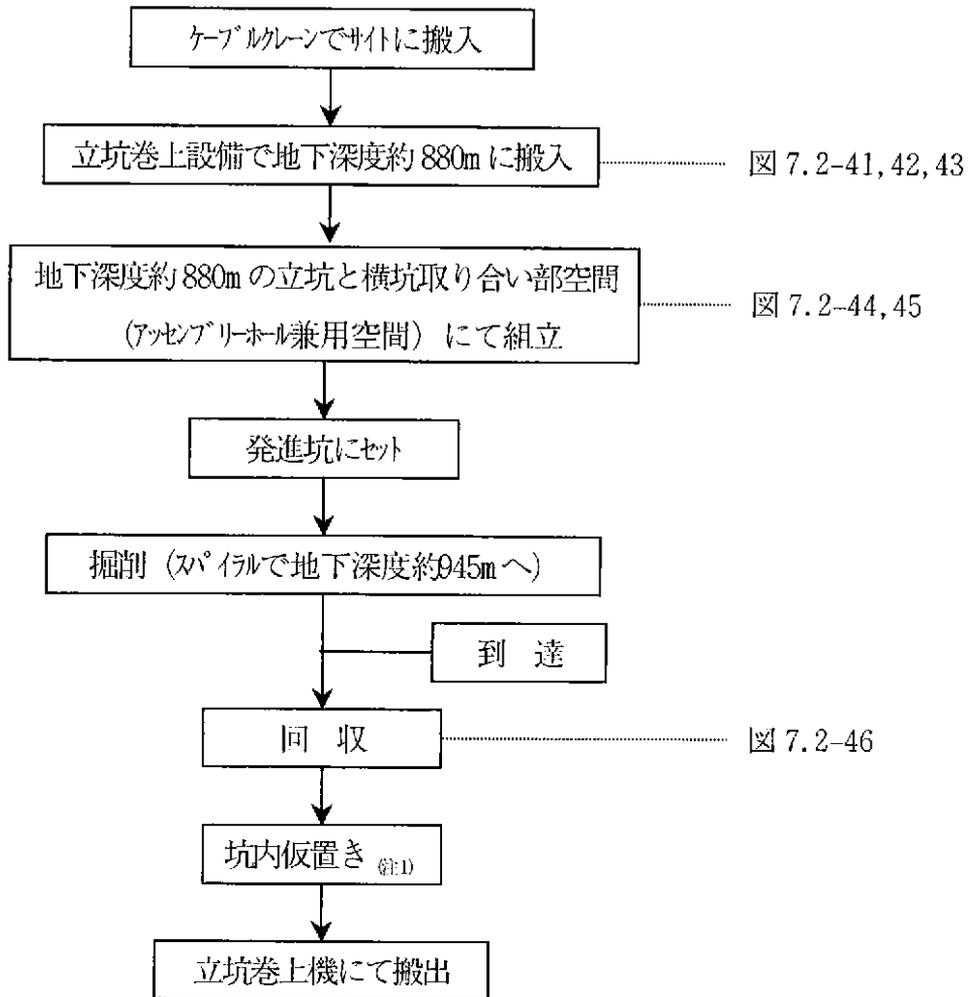


図 7.2-40 φ2260 TBM搬送手順図

2) $\phi 3\text{m}$ TBM (スパイラル坑道掘削)



(注1) TBMマシンをスパイラル坑道を経由して搬出することは多大な労力を必要とすることより、立坑が最終ステージ深度まで掘削されるまで坑内仮置きとした。

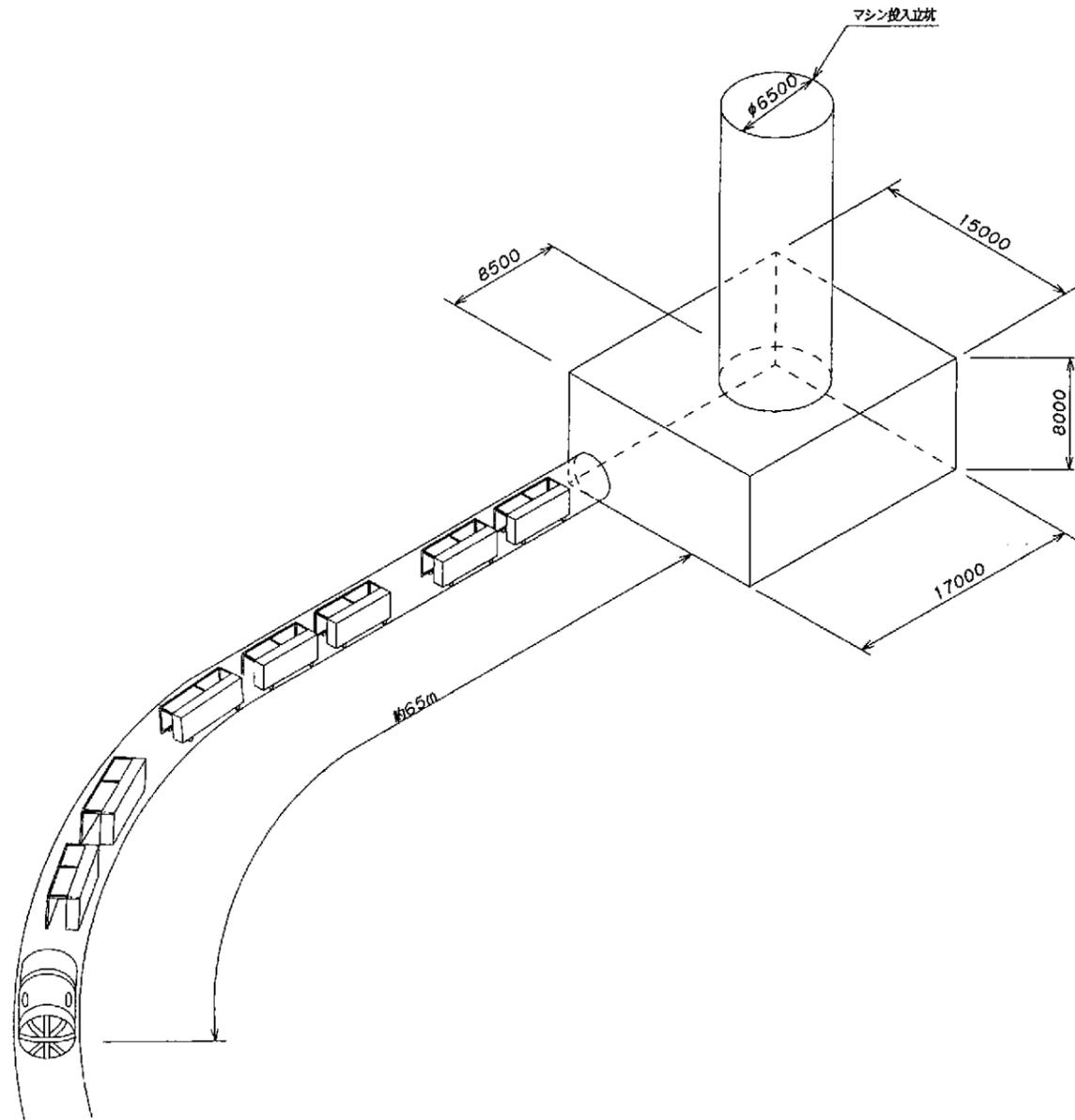


図 7.2-41 $\phi 3060$ TBM投入検討図

$\phi 3.0\text{m}$ TBMは、後続台車を連結して進行する (図 7.2-41)。初期掘進 (後続台車がすべて連結されるまで) の間もずりの搬出が行われるため、立坑取合い部に仮置きされる後続台車は、ずり搬出設備との干渉を考慮して配置する必要がある (図 7.2-42)。

(注) 本図におけるグリズリバーおよびブレイカーは、発破掘削対応用である。

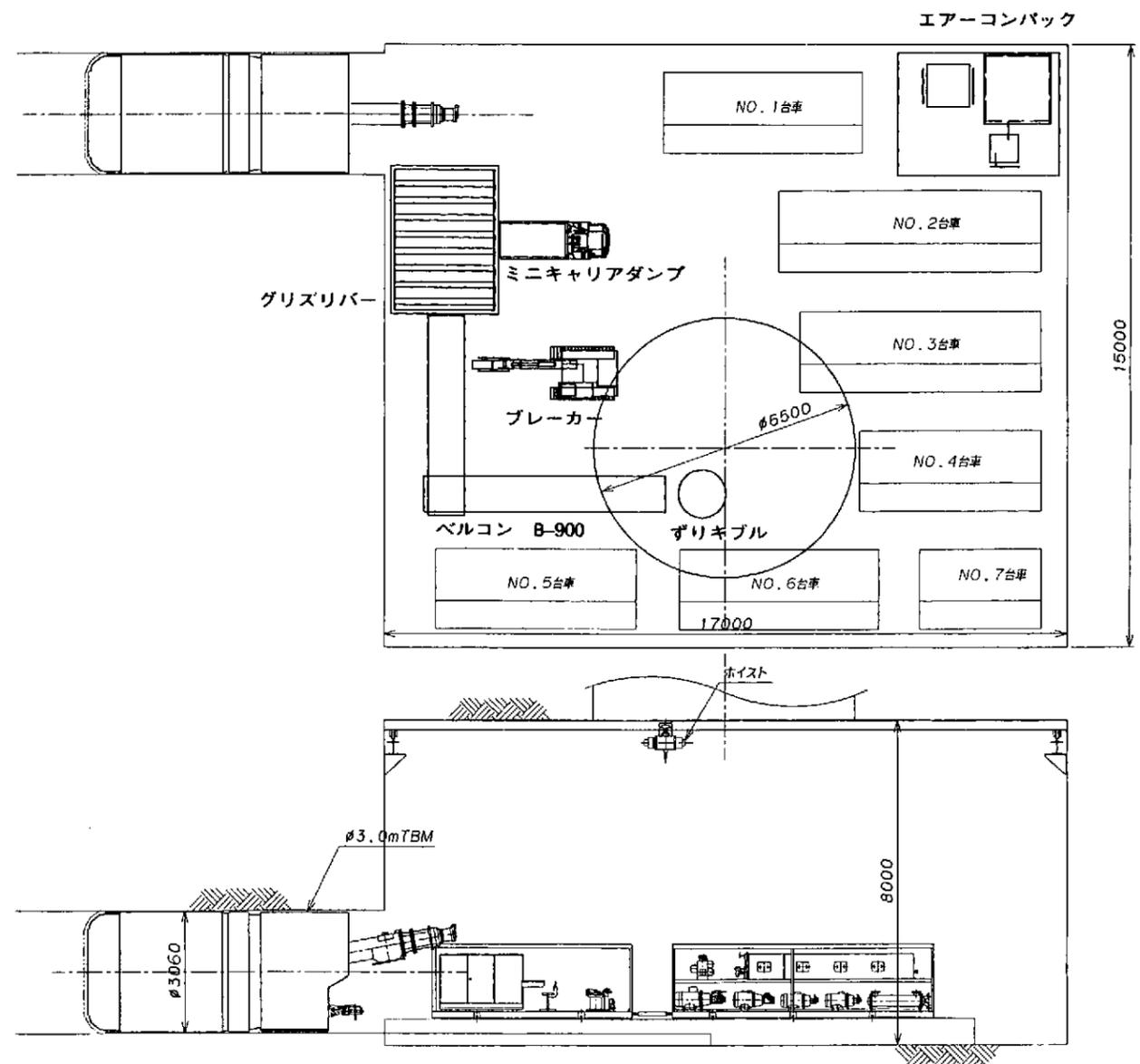


図 7.2-42 $\phi 3060$ TBM投入検討図(主立坑)

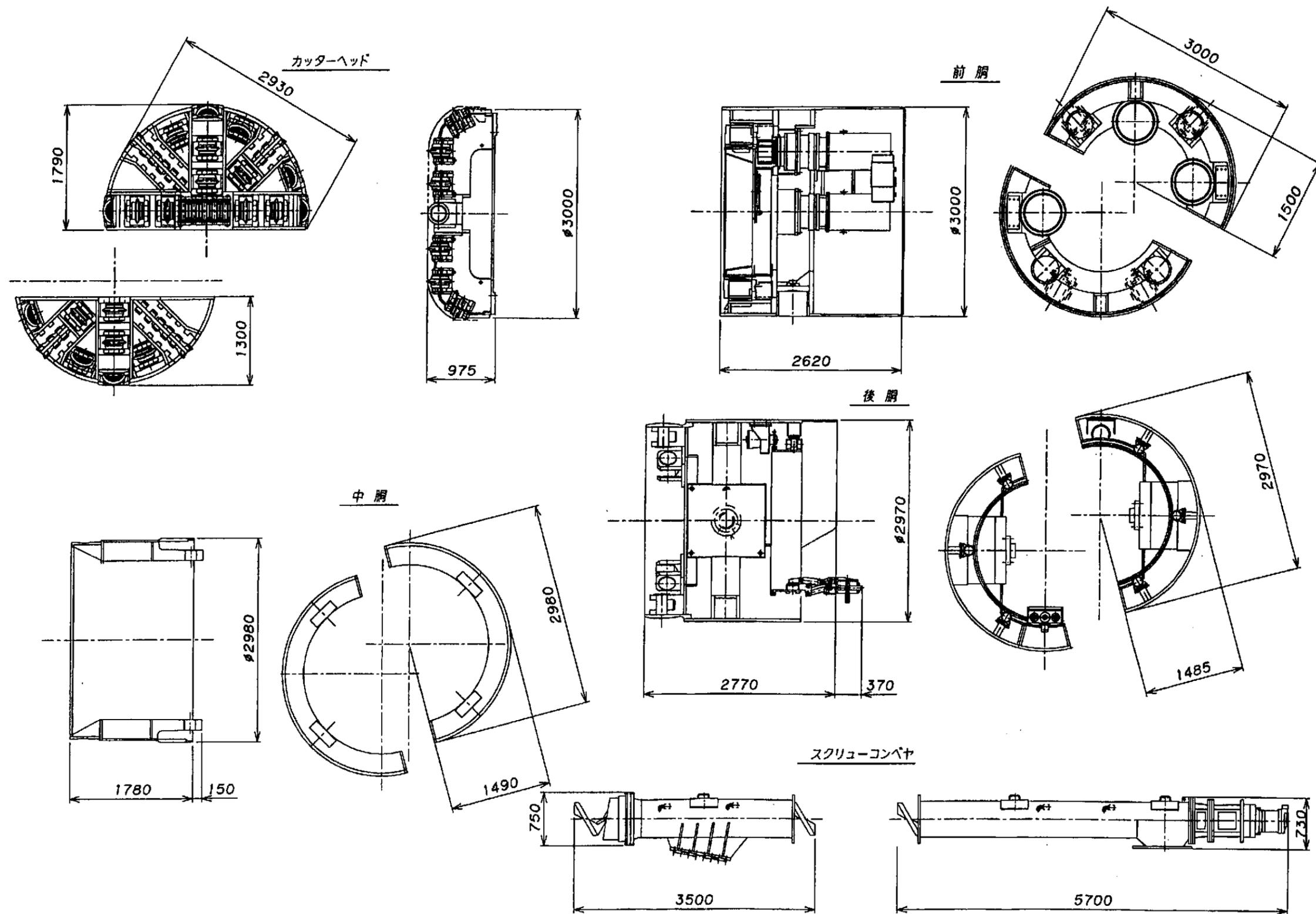
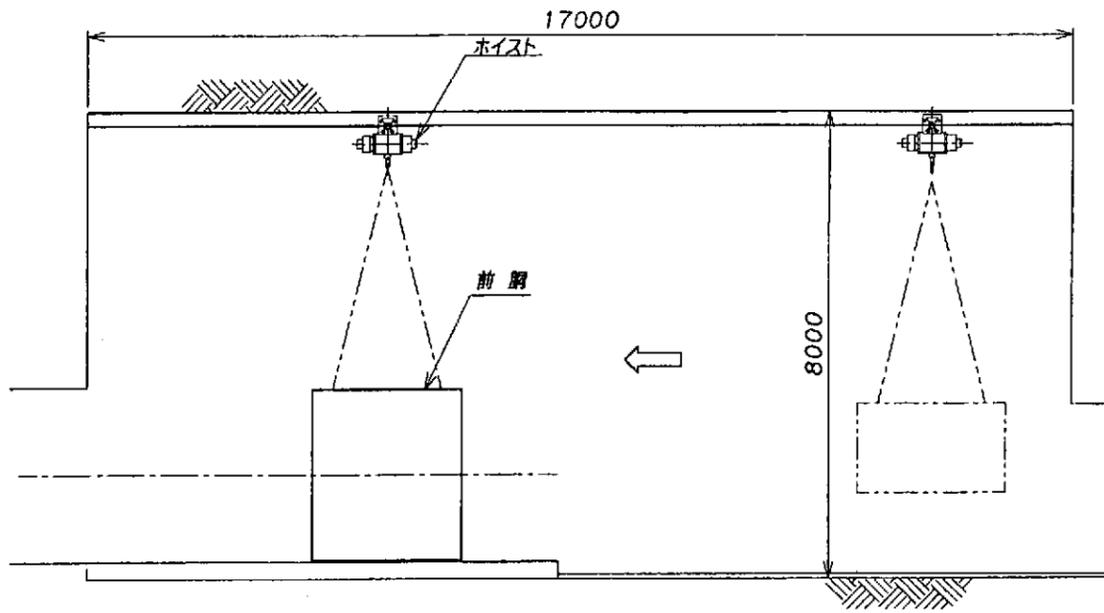


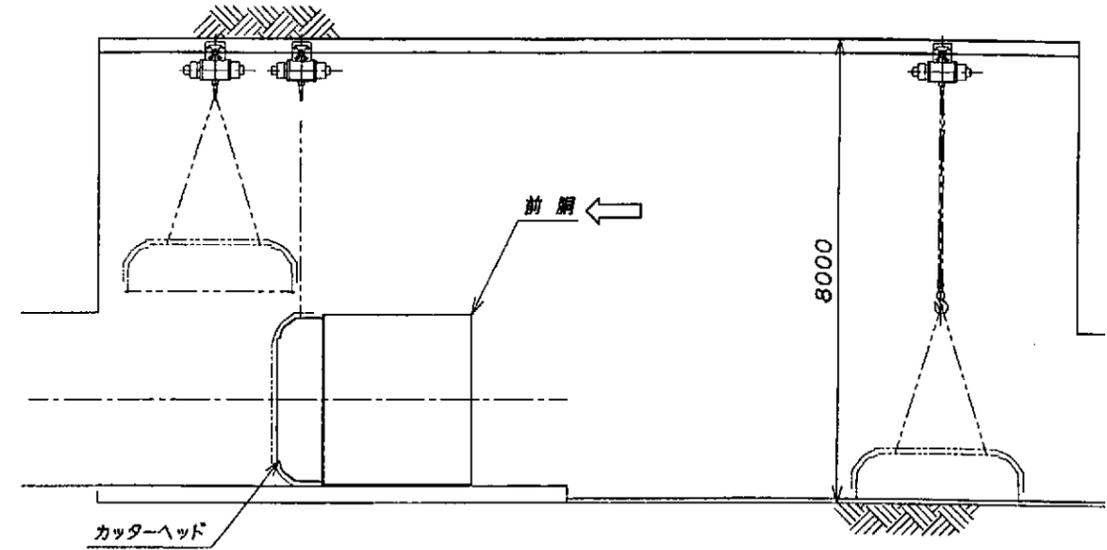
図 7.2-43 φ3060 TBM 荷姿分割図

分解は、7.2.2 (3) 立地 (工事) 条件④TBM搬入出路における TBM搬入条件 (重量 9.5t 以下、幅寸法 2.7m 以下) による。

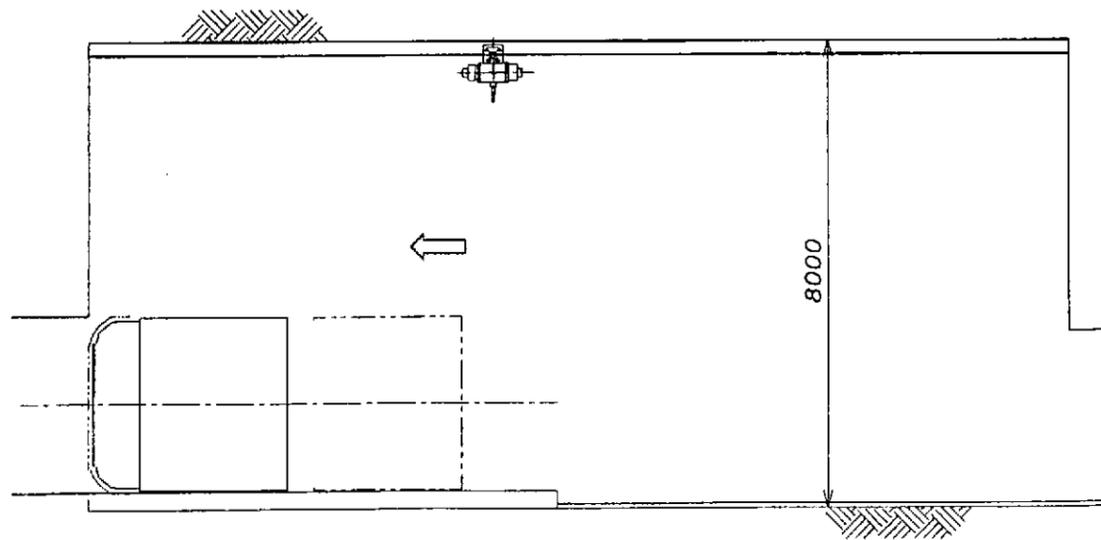
1. 前胴の組立、仮置き



2. カッターヘッドの組立、前胴と組合せ



3. 前胴の前移動



4. 中胴の組立、前胴と組合せ

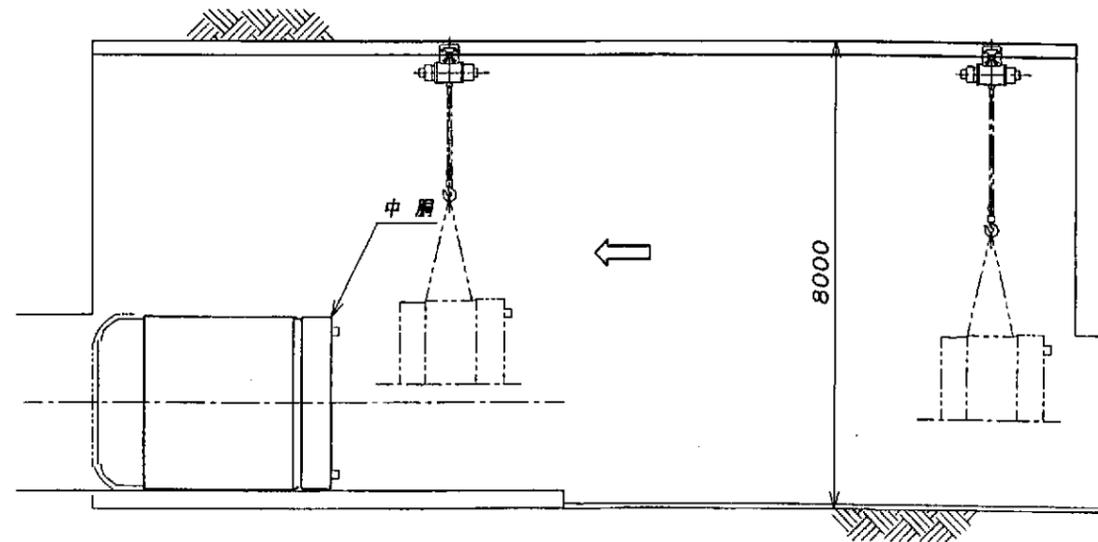
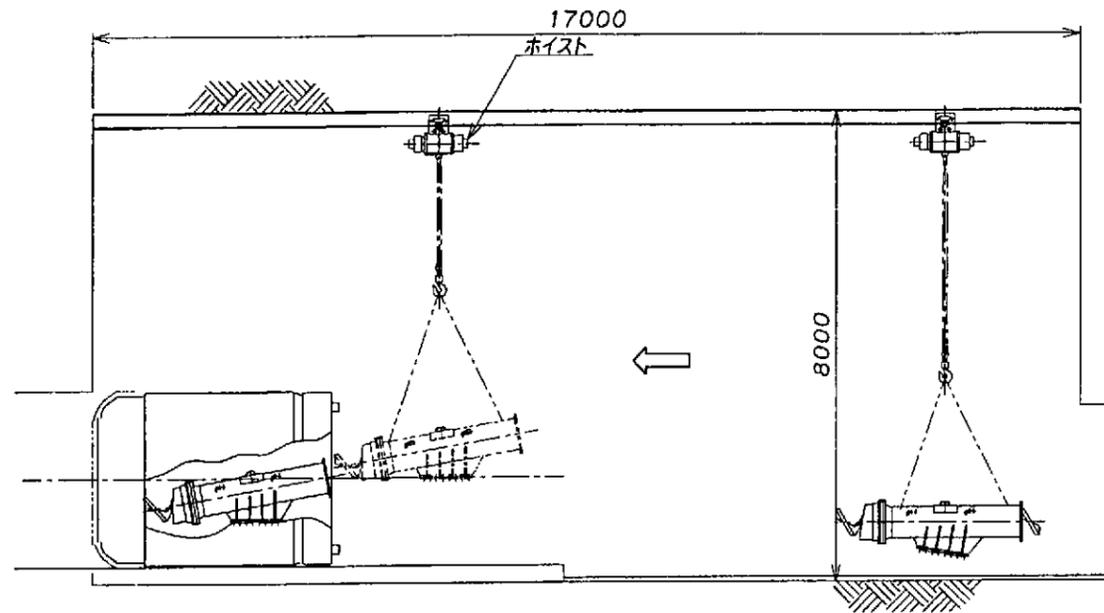
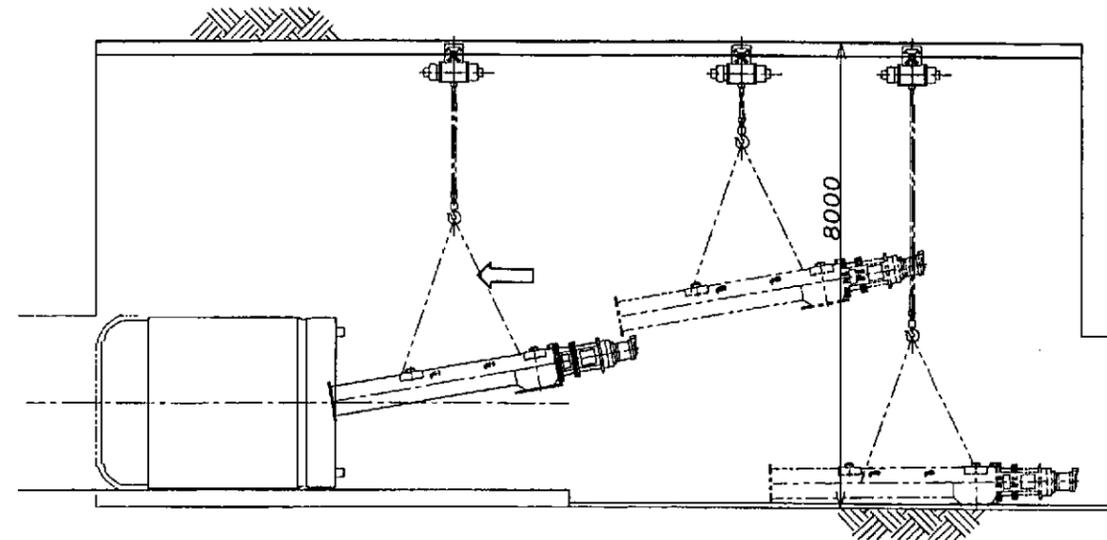


図 7.2-44 φ 3060 T BM組立手順図(1)

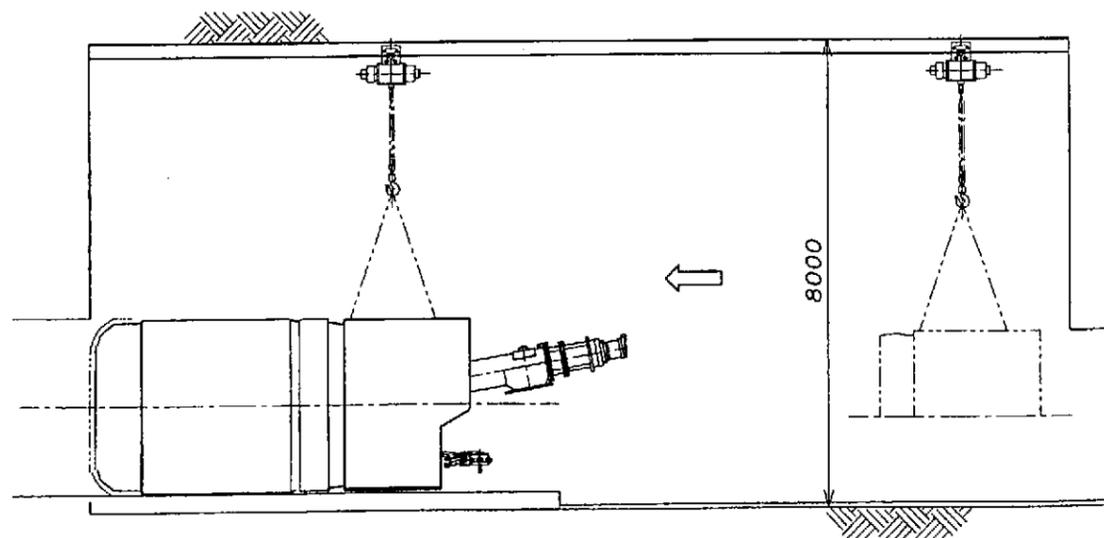
5. スクリューコンベヤ(前部)を前胴と組合せ



6. スクリューコンベヤ(後部)を前部と組合せ



7. 後胴の組立、中胴と組合せ



8. TBM前移動

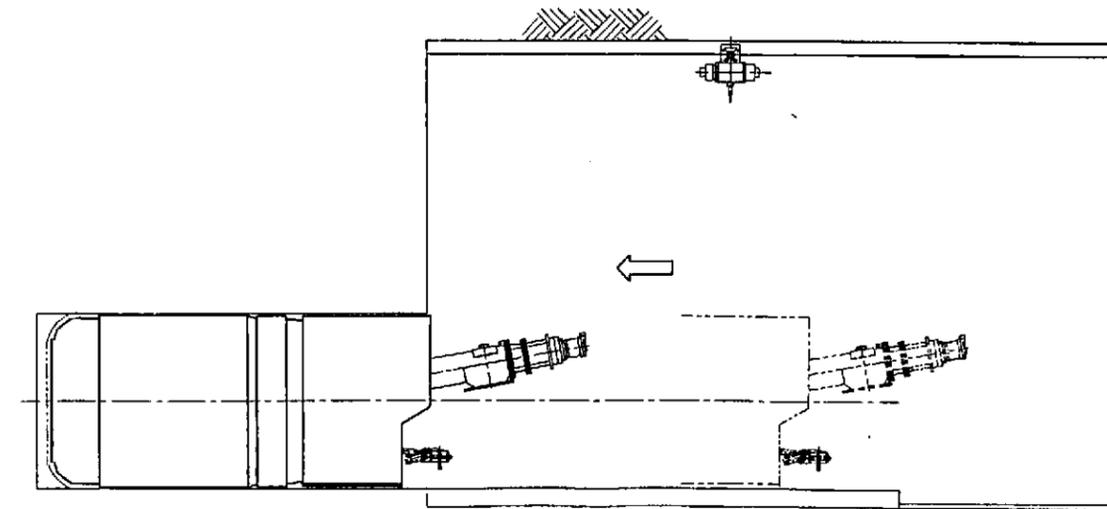
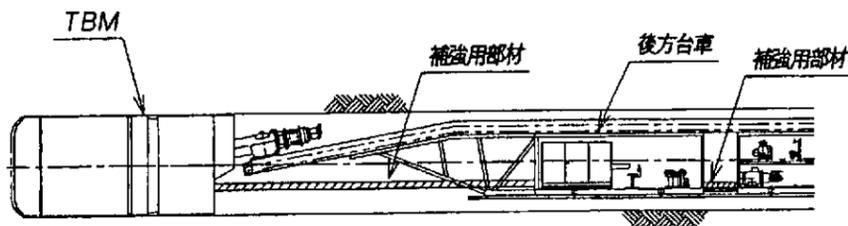


図 7.2-45 φ 3060 TBM組立手順図(2)

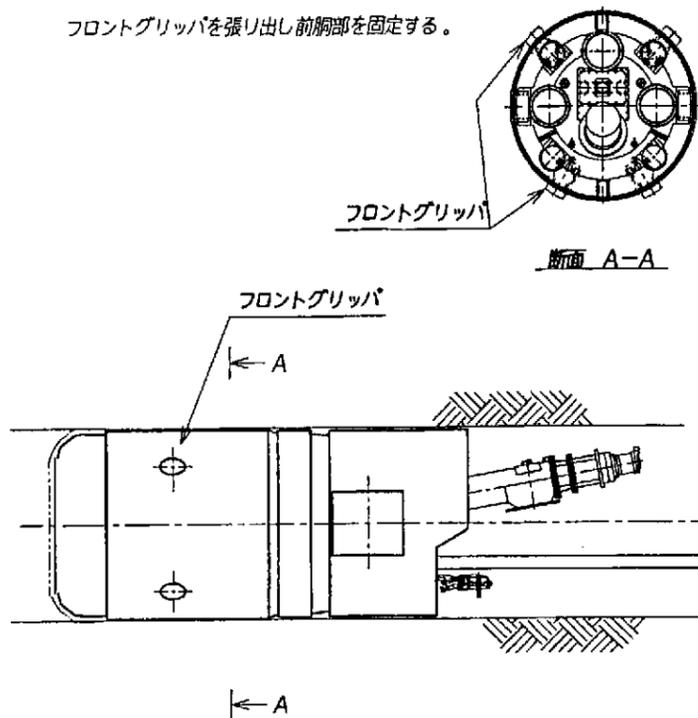
1. 連結部補強部材の取付け

TBMと後方台車を補強部材にて固定し、後退作業が可能に準備する。
各後方台車間の連結箇所を補強部材にて補強し、後退作業が可能に準備する。



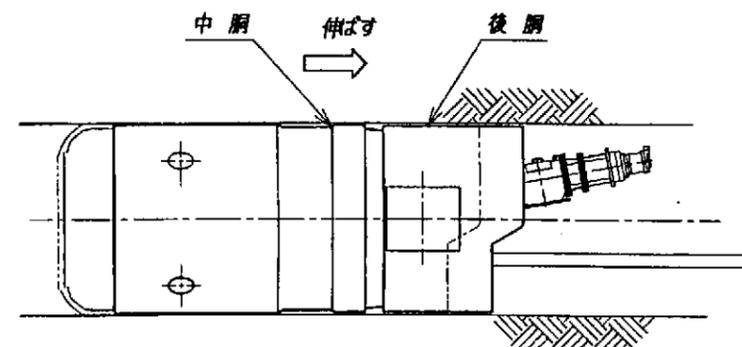
2. フロントグリッパの張り出し

フロントグリッパを張り出し前胴部を固定する。



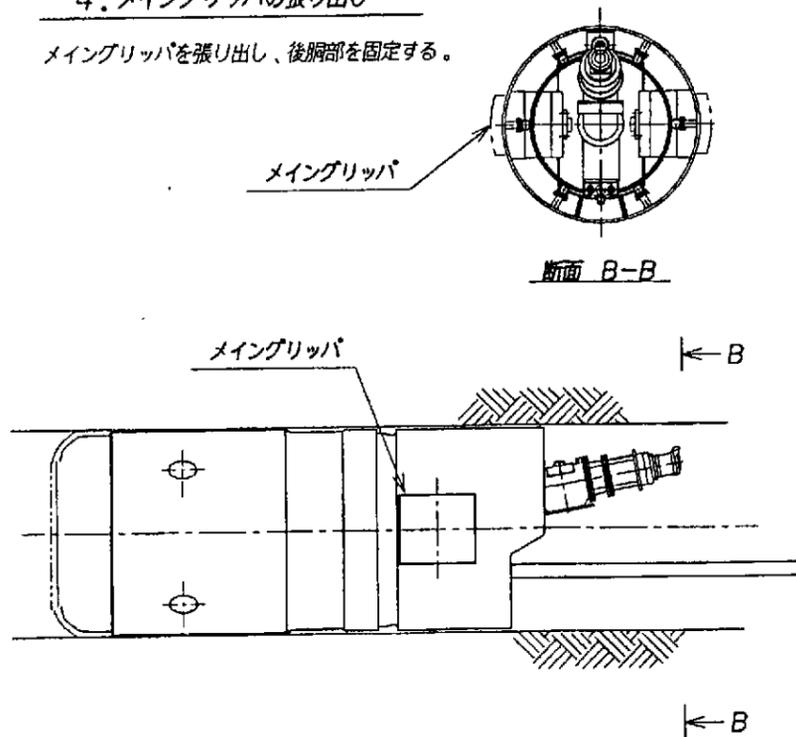
3. スラストジャッキの伸展

スラストジャッキを伸ばして中、後胴を後退させる。



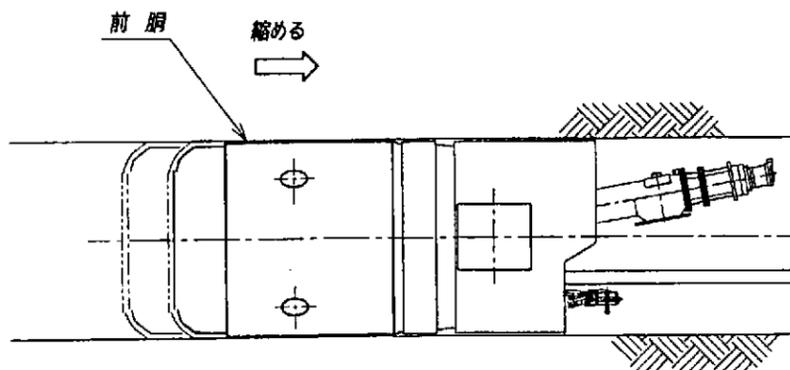
4. メイングリッパの張り出し

メイングリッパを張り出し、後胴部を固定する。



5. スラストジャッキの引込み

フロントグリッパを解除の後、スラストジャッキを縮めて前胴を後胴側に引き寄せる。



6. TBM及び後方台車を後退

2から5の動作を繰り返して、TBM及び後方台車を後退させる。
後退しながら後方台車のレールを順次、撤去する。
所定位置まで後退の後、各後方台車をウインチにて搬出する。
TBMをウインチにて引き寄せて、搬出する。

図 7.2-46 φ 3060 T B M 後退手順図

3) スパイラル坑道ずり搬出計画

① ずり出し方式

φ3.0m TBMの後続台車上のベルコンから深度約880mの水平坑道取合部へのずり出し方法を検討する。

φ3.0mの坑道は、10%の急勾配と曲率半径40mの急曲線という特殊な線形をしているため、一般的な方法では困難が予想されるため、モノレール方式、キャリアダンプ方式を加えて適用性を検討する（表7.2-17）。

表7.2-17 ずり搬出方式一覧表

	レール方式	モノレール方式	タイヤ方式	キャリアダンプ方式	連続ベルトコンベア方式	流体輸送方式
使用機械	機関車 ずり鋼車	モノレール 運搬台車	ダンプトラ ック	キャリアダ ンプ	連続ベルト コンベア	排泥管
長所	運搬速度が比較的速度く、運搬量も比較的多く出来る	急勾配での走行が可能で、急曲線部でも十分対応できる	断面が大きい場合には効率が良い	小さい車両で運搬することが出来る	連続的な搬出が可能である ルートが容易	坑内が狭い場合の場所の確保が最も容易である
短所	急勾配への適用が困難（適用<5%）	速度が遅く、運搬車の容量が小さい	小さな断面の場合には車両が無い	運搬速度が遅く、離合が出来ない	曲線部の対応が難しい	上り勾配だと自然流下しない
適用性	× 10%の勾配は走行できず適用不可能である	○ 特殊な線形への適応性は最も高いが、試験機による実証試験が必要	× 断面が小さく、適用不可能である	△ 離合部を設ければ適用可能	○ 急曲線対応型が開発されているが、実験段階である	× 10%の急勾配では適応不可能に近い。

表より、現状ではモノレール方式の適用性が最も優れているので、以下モノレール方式で検討を行う。なお、急曲線対応型の連続ベルトコンベアが実用化されれば、確実にモノレール方式より優れていると考えられるので、開発の動向を注視する必要がある。

② モノレールの限界仕様

イ) 最大けん引力

モノレールの速度により、運搬できる最大重量は変化するが、狭い空間に

強固な軌条を設置することは困難であり、3t 程度が限界であると予想される。

ロ) 運搬台車の容量

通過スペースと軌条半径 40m を考慮すると、最大で 0.75m³ 程度の大きさまでは製作可能であると思われる (図 7.2-47)。

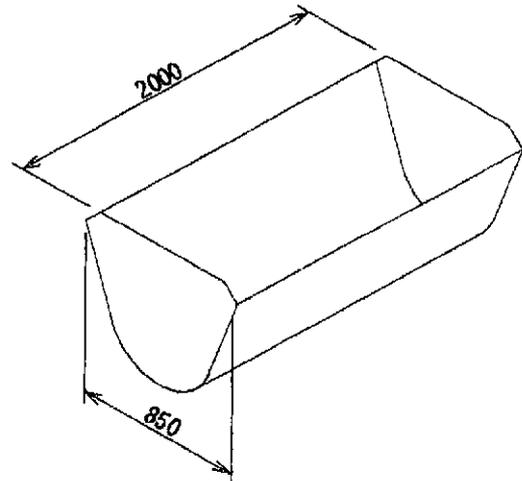


図 7.2-47 運搬台車概要図

ハ) 運搬速度

実績から考慮して、開発が進んでも 4.0km/h 程度であると思われる。

速度を速くした場合には、

- ・ 停車時、発進時のショック
- ・ 振動、ピッチングの発生
- ・ レール、駆動部の耐久性

などが問題となると考えられ、対応策を講じた後、試験機による実証試験が必要であると考えられる。

③ 運搬能力算定

イ) 運搬台車容量と連結台数の算定

最大運搬重量が 3.0t なので、運搬台車容量 q (t) と連結台数 n (台) は、

$$3.0 = (q/1.65 \times 2.5 + 0.35) \times n + 0.6$$

地山変化率：1.65

地山の単位体積重量：2.5 (t/m³)

運搬台車の重さ：0.35 (t)

動力車の重さ (運転手含む)：0.6 (t)

$n=1$ の場合、 $q=1.353$ (m³) > 0.75 (m³) → N.G.

$n=2$ の場合、 $q=0.561$ (m³) < 0.75 (m³) → O.K.

ロ) 延べ運搬回数の算定

1 ストローク当り発生するずりの量は、地山変化率を 1.65 (硬岩) とすると、

$$(\pi 3.06^2/4) \times 0.5 \times 1.65 = 6.07 \text{ (m}^3\text{)}$$

掘削径：3.06 (m)

ストローク長：0.5 (m)

したがって、延べ運搬回数は、

$$6.07 / (0.561 \times 2) = 5.41 \text{ (回)} < 6 \text{ (回)}$$

ハ) 運転時間の算定

運転時間 t (min) は、ずり積込み時間 t_1 (min)、ずり捨て及び入れ替えにかかる時間 t_2 (min)、走行時間 t_3 (min) の和である。

1 ストローク当りずり積込み時間は、

$$t_1 = 0.5 / 1.2 \times 60 = 25 \text{ (min)}$$

純掘進速度：1.2 (m/h) . . . (参考) 純掘進速度の算出

1 ストローク当りずり捨て及び入れ替えにかかる時間は、

$$t_2 = 5 \times 2 \times 6 = 60 \text{ (min)}$$

運搬台車 1 台当りずり捨て及び入れ替えにかかる時間：5 (min)

1 ストローク当り走行時間 t_3 (min) は、動力車を r (台) とすると、

$$t_3 = 0.80 / 4.0 \times 6 / r \times 60$$

最長運搬距離：0.80 (km) = 400 × 2 (m)

運搬速度：4.0 (km/h)

$r=1$ の場合、 $t_3=72.0$ (min)

$r=2$ の場合、 $t_3=36.0$ (min)

$r=3$ の場合、 $t_3=24.0$ (min)

二) 掘進長の算定

1日の作業時間1080 (min)のうち、研究、モノレール延伸等を300 (min)とし、運転時間を780 (min)とすると、1日あたりの掘進長L (m/日)は、

$$L=780 / (25+60+t_3) \times 0.5 \text{ (m/日)}$$

$$t_3=72.0 \text{ の場合、} L=2.48 \text{ (m/日)}$$

$$t_3=36.0 \text{ の場合、} L=3.22 \text{ (m/日)}$$

$$t_3=24.0 \text{ の場合、} L=3.58 \text{ (m/日)}$$

④ 工程からの検討

水平坑道約400mの掘削に必要な期間を求め、それから動力車の必要台数を求める。TBMの工程フローと小口径の場合の期間の目安を図7.2-48に示す。

TBM掘削(400m)には12ヶ月の工程が与えられているものとして検討する。この期間のうち、3ヶ月は立坑取付部の施工にかかるとすると、初期掘進と本掘進に当てることができる期間は、以下のとおりである。

$$12-3-(35+30)/23=6.2 \text{ (ヶ月)}$$

初期掘進を100m、進行が半分とすると、

$$6.2=300/v+100/0.5v$$

$$v: \text{必要月進 (m/月)}$$

したがって、

$$v=80.6 \text{ (m/月)} = 3.5 \text{ (m/日)}$$

すなわち、水平坑道掘進400mの間は、動力車3台で施工可能である。

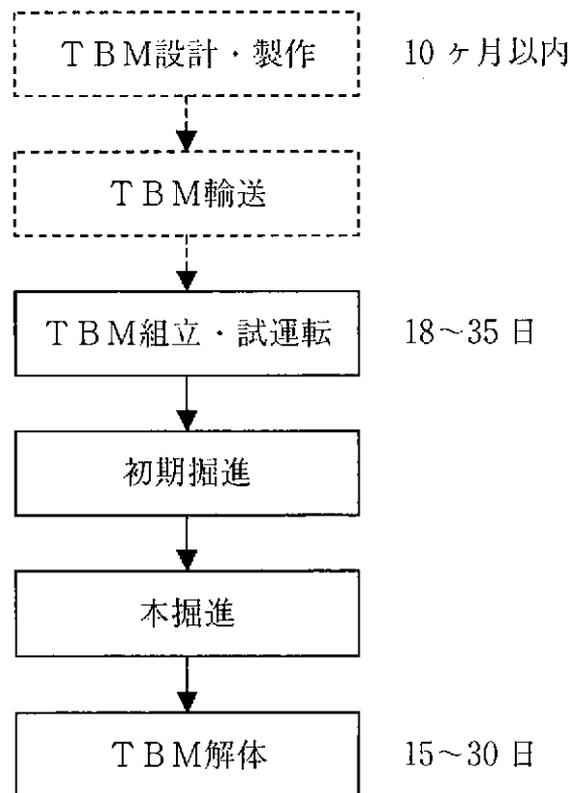


図7.2-48 基本工程フロー

(参考) 純掘進速度の算出

純掘進速度は以下の式により算出される。

$$R = K (W_d - W_o)^\alpha \times N^\beta$$

R : 純掘進速度 (cm/min)

K : ドリラビリティ定数

W_d : 単位口径荷重 (kg/cm)

W_o : スレッシュヨルド荷重 (kg/cm) = $0.085 \times$ 岩の一軸圧縮強度

α 、 β : 指数定数

$$\alpha = 1.3 \sim 1.6 \text{ (標準 1.45)} \quad \beta = 0.9 \sim 1.1 \text{ (標準 0.95)}$$

N : 回転数 (r.p.m)

岩盤試験結果と $\phi 3.0\text{m}$ TBM の仕様によれば、

岩の一軸圧縮強度 : 175.6MPa (1791.1kgf/cm^2)

(※ 175.6MPa は MIU-2 孔コア一軸圧縮強度の全平均値)

K : 1.6×10^{-5} (図 7.2-49 より)

W_d : $370000/306 = 1210$ (kg/cm)

W_o : $0.085 \times 1791.1 = 152$ (kg/cm)

α : 1.45

β : 0.95

N : 7 (r.p.m)

したがって、

$$R = 1.6 \times 10^{-5} (1210 - 152)^{1.45} \times 7^{0.95}$$

$$= 2.5 \text{ (cm/min)}$$

実際の平均純掘進速度は、諸条件により約 80% 程度になると判断されるので、

$$2.5 \times 0.8 = 2.0 \text{ (cm/min)}$$

$$= 1.2 \text{ (m/h)}$$

と算出される。

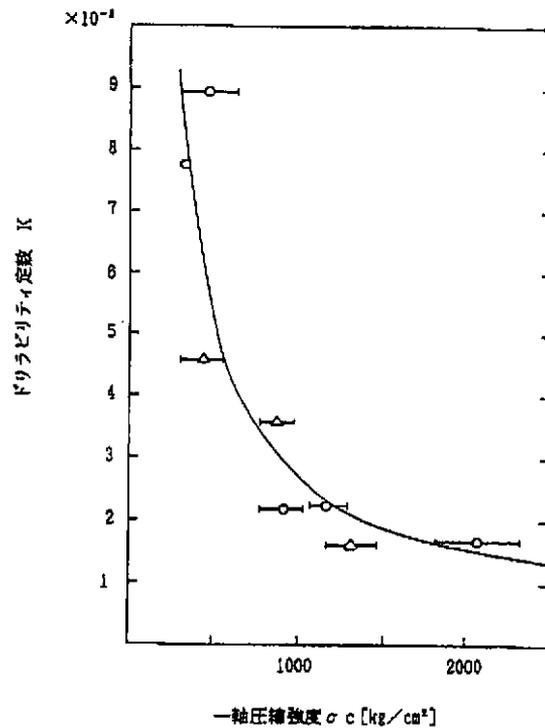


図 7.2-49 一軸圧縮強度とドリラビリティ係数 (K)

(2) 技術的課題等

7.2.1～7.2.4 の検討結果にもとづき、TBMを適用する場合の技術的課題等を列記した。

1) 留意点

①TBM掘削はレール工法が主体でありレールの使用が避けられない場合が多い。しかし、レールは仮設であり、研究のための磁気探査に支障となるのであれば撤去、復旧する。できる限り、レールを使用しないでタイヤ方式とすることが望ましいが、タイヤ方式で対応できない場合はレール方式とせざるを得ない。(工事中断、レール撤去・復旧、工事再開)

②後続台車をアッセンブリーホールに定置してマシン本体だけで掘進した方が良いか、後続台車を牽引して掘削した方が良いか、マシンを坑内に仮置きするか、坑外に一度搬出するか等、地下空間の効率的な計画検討が必要。

③下り勾配 10%スパイラル坑道における $\phi 2.2\text{m}$ TBMマシンの搬送方法の一例を示したが、実施においてはより経済的で安全な方法の検討が必要。

④スパイラル坑道におけるずり搬出と同様、TBMマシンへの資機材搬送が鋼車レール方式を採用できないことより、モノレール(電動又はエンジン)等による資機材搬入方法の検討が必要。

⑤スパイラル坑道のTBMによる掘削を試験施工として、掘進能力、マシンの耐久性、消耗性、改良を研究するとして位置づけることが必要。

なお、試験施工として位置づけるということは、例えば、 $\phi 3.0\text{m}$ TBMによるスパイラル坑道の掘削において、トラブル発生により、掘削進捗が予定どおり達成できなく、研究工程に非常に大きな支障を与えると判断される場合は、速やかに掘削方式の変更(発破掘削)をするということである。なお、掘削方式変更には多大な日時がかかることも考慮する必要がある。

⑥本報告書ではスパイラル坑道のTBM掘削径は $\phi 3.0\text{m}$ で検討したが、実施においては、先進ボーリング等の施工性を考慮したTBM掘削径の見直し、検討が必要。

2) 注意点

①一軸圧縮強度より掘進能力を予測し、工程を概略検討したが、実施においては、より正確な地質データ(一軸圧縮強度、割れ目頻度、石英含有率等)に基づき掘進能力を予測することが必要。

②NATMでは、掘削中に切羽での地質状況や地山の挙動を観察しながらその地点で、

掘削剛面を変化(大きく)させて支保ができるのに対して、TBM工法では、高速掘進をしながらも切羽の状況が観察できないことや、地山不良部でも同一断面内で対策工を選択しなければならないこと、さらに、切羽で直接対応ができないことと、ひとたび大規模崩落が発生した場合、マシンへの影響、すなわち坑道掘削、研究工程への影響が非常に大きい。従って、TBMを適用する個所の地質環境の正確な把握が必要。

3) 課題

①スパイラル坑道における後続台車上のベルコン以降のズリ出し方法は、鋼車レール方式は勾配が10%と急勾配（労安法での制限は5%）であることより採用できないことより、モノレールによる可能性を概略検討したが、搬送距離が400mの場合であり、計画では約750m程度となる場合もあることより、モノレール方式は距離が長くなることを考慮すると工程上採用が難しくなる。従って、連続ベルコン等を含め、ズリ出し方法の開発、検討が必要。

②スパイラル坑道における後続台車のブレーキシステムの開発が必要。（斜路において後続台車がTBMマシン本体を押し状態ではなく、TBMマシン本体が後続台車を牽引している状態を保持する必要がある。）

<参考文献>

- 1) 日本トンネル技術協会(2000)：TBMハンドブック

8. まとめ

本研究は、平成 8 年度から平成 11 年度にわたって行われた設計研究の成果と「地表からの調査予測研究段階（第 1 段階）」で得られた情報に基づき、「坑道の掘削を伴う研究段階（第 2 段階）」以降の研究計画の策定に必要となる項目について検討を行ったものである。

検討項目は、次の 4 項目であり、それぞれのまとめを以下に示す。

- ◆ 調査研究内容の詳細検討とスケジュール策定
- ◆ 研究坑道支保の設計に必要な地質環境データと設計値の設定に用いる解析方法の検討
- ◆ 施工対策技術に関する事前調査・実施方法・効果の確認方法の検討
- ◆ 坑道掘削の施工計画の検討

(1) 調査研究内容の詳細検討とスケジュール策定

超深地層研究所研究坑道の設計研究（平成 10 年度、平成 11 年度）で得られた成果に対し、最新の建設スケジュール、施工条件、造成計画に適合するように、調査研究項目の期間、実施場所、調査研究スケジュール、全体レイアウトの見直しを行った。

見直しの結果、工程に大きな影響を与える中間部立坑掘削影響試験を研究項目から削除したことが大きな変更点である。その他は、建設スケジュールに合わせて、調査研究スケジュールを若干変更したこと、中間ステージの掘削が 2 段階に分かれたことによる調査研究実施場所の若干の変更等の軽微な変更を行った。

全体レイアウトについては、造成計画の変更に伴い断層と立坑の交差深度が平成 10 年度と比べて変わったこと等の理由から、スパイラル坑道の線形を大きく見直し、スパイラル坑道 1 周のパターンと 2 周のパターンの 2 通りを提示した。

(2) 研究坑道支保の設計に必要な地質環境データと設計値の設定に用いる解析方法の検討

超深地層研究所研究坑道は、大深度地下に建設される研究施設としてはこれまでに施工実績のない施設となることから、既往の支保設計に適用された解析方法を幅広く調査し、正馬様用地の地質環境条件に適した解析方法の選定、試解析を実施するとともに、支保設計の妥当性の評価方法、計測項目、計測方法について検討を行った。

正馬様用地の地質環境条件を考慮し、解析手法として 2 次元有限要素法による弾塑性解析を選定し、深度 1000m の水平坑道を対象に試解析を実施したところ、無支保で研究坑道の力学的安定性は十分に確保できると判断された。

(3) 施工対策技術に関する事前調査・実施方法・効果の確認方法の検討

第一段階の調査で得られた地質環境データに基づき、研究坑道掘削に際して遭遇する可能性のある事象として、突発湧水、山はね、壁面の変形・剥離・崩落、地温の4項目を挙げ、それぞれについて既往の事前予知方法と対策技術の調査・整理を行い、超深地層研究所における具体的対応方法の検討を行った。

突発湧水については、注意を要する箇所として4深度を挙げており、対策工として注入工法による止水を挙げている。山はねについては、深度300mより深い部分で発生のある可能性のあることを想定し、対策工としてAE計測、防護工等を挙げている。壁面の変形・剥離・崩落については、研究坑道全域を対象として想定し、対策工としてコンクリートの表面保護工等を挙げている。地温については、労働安全衛生法で規定する坑内温度を超える可能性のある深度650m以深で注意を要するとし、耐熱性爆薬、冷却風の使用等の対策を挙げている。

(4) 坑道掘削の施工計画の検討

サイクル機構より提示された地下研究施設の建設スケジュール及び本年度検討した全体レイアウトに基づき、坑道取り合い部の掘削の手順、施工計画、施工方法について検討を行った。また、中間ステージ及び最深ステージでは、一部TBMによる坑道掘削が想定されており、大深度地下におけるTBM掘削の実現性実証や技術的課題の抽出を念頭において、TBMによる坑道掘削の施工方法について検討を行った。

坑道取り合い部の施工検討では、予備ステージ及び中間ステージと主立坑及び換気立坑との取り合い部を対象に施工手順、サイクルタイムの検討を行い、建設スケジュールで想定した期間（予備ステージ：1ヶ月、中間ステージ：3ヶ月）にて施工可能であることが確認された。

TBMによる坑道掘削の施工検討では、TBM施工技術の現状を整理するとともにMIUにおける適用性検討を多方面から実施し、技術的課題の抽出・整理を行った。スパイラル坑道のような急勾配、急曲線部におけるズリ出し、後続台車のブレーキシステム等が主な課題として挙げられた。