



瑞浪超深地層研究所研究坑道 予備解析
—平成16年度—
(委託研究)

Rock Mechanics Stability Analysis of the Shafts and Research Galleries
at the Mizunami Underground Research Laboratory
- Japanese Fiscal Year, 2004 -
(Contract Research)

渋谷 旬* 鈴木 隆* 黒田 英高
Hitoshi SHIBUYA*, Takashi SUZUKI* and Hidetaka KURODA

地層処分研究開発部門
結晶質岩工学技術開発グループ
Crystalline Environment Engineering Group
Geological Isolation Research and Development Directorate

March 2008

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

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

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

© Japan Atomic Energy Agency, 2008

瑞浪超深地層研究所研究坑道 予備解析-平成 16 年度-
(委託研究)

日本原子力研究開発機構
地層処分研究開発部門 東濃地科学研究ユニット
渋谷 旬*, 鈴木 隆*, 黒田 英高*

(2008 年 2 月 19 日受理)

瑞浪超深地層研究所研究坑道（立坑及び水平坑道）工事の設計検討は、平成 14 年度に設計が、平成 15 年度に深さ 300m までを対象とした予備解析が、それぞれの検討時点までに得られている地質調査結果を反映して実施されてきた。

本業務では、MIZ-1 号孔の調査が終了し深度 1,000m 付近までの地質データが得られたことから、これに基づき地質モデル・岩盤物性・初期地圧などを見直すとともに、それに伴う修正解析（二次元）の実施、応力集中等が懸念される接続部（深度 100m、300m）については三次元解析を実施し、設計の妥当性を評価した。

主な業務の概要と成果は下記の通りである。

1) 地質モデルの構築及び岩盤物性値・初期地圧の設定

MIZ-1 号孔のボーリング結果を反映した断層位置の推定結果から、新たに地質断面図を作成し、研究坑道近傍の岩盤等級を設定した。また、物理・力学特性試験から解析に用いる岩盤物性値と初期地圧の見直しを行った。

2) 修正解析による設計断面の検証

修正解析は、研究坑道を対象にしてこれまでに実施した解析結果から、見直しが必要と考えられる深度を抽出した。修正解析の結果、覆工コンクリート、鋼製支保工の安全性が確認され、設計は妥当と考えられた。

3) 接続部と水平坑道取付け部近傍における三次元解析による挙動予測

三次元弾塑性解析により、接続部と水平坑道取付け部近傍において施工手順を考慮した場合に支保工の危険度が高くなる位置とその三次元的な挙動を確認した。

Rock Mechanics Stability Analysis of the Shafts and Research Galleries at the
Mizunami Underground Research Laboratory
- Japanese Fiscal Year, 2004 -
(Contract Research)

Hitoshi SHIBUYA*, Takashi SUZUKI* and Hidetaka KURODA**

Tono Geoscientific Research Unit
Geological Isolation Research and Development Directorate
Japan Atomic Energy Agency
Akeyo-cho, Mizunami-shi, Gifu-ken

(Received February 19, 2008)

Design of the shafts and tunnels of the Mizunami Underground Research Laboratory and preliminary analysis focuses at the depth of 300m were respectively carried out in FY2002, and FY2003 based on the geological survey results obtained up to that point.

We have recently completed the MIZ-1 borehole investigation and obtained the geological data down to the depth of 1,000m. Based on the data, the geological model, rock property, initial stress and other geological characters were reviewed and corrective analysis (two-dimensional) was performed. Also three-dimensional analysis was performed at the connection part of the shaft and sub-stage (horizontal tunnel) located at the depth of 100m and 300m, where the maximum stress is expected. From those analyses, we evaluated the validity of the design.

Outlines and the results are as follows:

- 1) Based on the location of fault predicted from MIZ-1 borehole investigation, the geological structure at the site was revised and then rock classification was established. Also rock properties and initial stress condition for numerical analysis were revised.
- 2) Corrective analysis at the selected sections which were estimated from the previous analysis was reviewed. As a result, validity of design for shafts and sub-stages(horizontal tunnels) were confirmed.
- 3) Using three-dimensional elasto-plastic analysis, the stability of support around connection part of shafts and sub-stages(horizontal tunnels) under construction was confirmed.

Keywords: Corrective Analysis, Two-dimensional Analysis, Three-dimensional Elasto-plastic Analysis

This work was performed by C-Tech Corporation under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute(Japan Atomic Energy Agency).

* C-Tech Corporation

** Collaborating Engineer

目 次

1. はじめに	1
2. 概要	2
2.1 目的	2
2.2 実施内容	2
3. 研究坑道を対象としてこれまでに実施した解析条件のレビュー	7
3.1 概要	7
3.2 MIZ-1号孔の結果に基づく地質モデルの設定	10
3.2.1 研究坑道周辺の地質データ	10
3.2.2 立坑付近の地質想定	11
3.2.3 「岩盤等級」の比較結果	23
3.3 MIZ-1号孔の結果に基づく岩盤物性の設定	25
3.3.1 MIZ-1号孔における岩盤物性の整理結果	25
3.3.2 「岩盤物性」の比較結果	34
3.4 MIZ-1号孔の結果に基づく初期地圧の設定	40
3.5 修正解析が必要な断面位置の決定	44
3.6 NATM工法とショートステップ工法の応力解放率の決定	46
3.7 修正解析	49
3.7.1 修正解析のモデルと解析条件	49
3.7.2 立坑部の検討結果	55
3.7.3 水平坑道部の検討結果	64
4. 接続部の三次元弾塑性解析	69
4.1 解析目的	69
4.2 解析モデルの概要	70
4.2.1 GL. -100mおよびGL. -300m地点の解析モデルの設定	70
4.2.2 解析ケース	77
4.3 三次元解析設定条件	78
4.3.1 三次元解析初期地圧	78
4.3.2 岩盤物性	79
4.3.3 支保パターン	81
4.4 三次元弾塑性解析結果	87
4.4.1 三次元弾塑性解析の概要	87
4.4.2 最大せん断ひずみ	90
4.4.3 変形量	98
4.4.4 覆工コンクリート応力度	110
4.4.5 吹付けコンクリート応力度	117
4.4.6 ロックボルト軸力	124

4.4.7	軸対称解析結果との比較	127
5.	解析結果等のとりまとめ	128
5.1	とりまとめの際に考慮した内容	128
5.2	堆積岩と結晶質岩の相違	129
5.3	深度による相違	134
5.4	覆工コンクリートに発生する許容応力の評価（理論解含む）	136
5.5	接続部の発生変位、支保部材応力の評価	141
5.6	設計および H15 年度予備解析との比較	157
6.	解析結果に基づく接続部の計測計画	159
6.1	計測において特に注意すべき事項	159
6.2	施工時の計測計画	167
7.	まとめと今後の課題	174
7.1	まとめ	174
7.2	今後の課題	176
	参考文献	177
	添付資料	179

Contents

1. Introduction	1
2. Research Outline	2
2.1 Aims	2
2.2 Contents.....	2
3. Review of analysis condition	7
3.1 Outline	7
3.2 Geological Modelling using MIZ-1 borehole data.....	10
3.2.1 Geological data around the construction site	10
3.2.2 Estimation of geological structure	11
3.2.3 Estimation of rock classification with borehole observation	23
3.3 Estimation of rock properties based on MIZ-1 borehole data.....	25
3.3.1 Rock properties	25
3.3.2 Estimation of rock properties	34
3.4 Estimation of initial stress based on MIZ-1 borehole data	40
3.5 Selected section for corrective analysis	44
3.6 Estimation of stress release ratio for NATM and short step sinking.....	46
3.7 Corrective analysis	49
3.7.1 Analysis model and condition	49
3.7.2 Result for shaft	55
3.7.3 Result for sub-stage.....	64
4. Three-dimensional elasto-plastic analysis for junction of shaft and sub-stage.....	69
4.1 Aims of analysis	69
4.2 Outline of analysis model.....	70
4.2.1 Modelling of connected point at the depth of 100m and 300m	70
4.2.2 Analysis cases.....	77
4.3 Condition of three-dimensional analysis.....	78
4.3.1 Initial stress	78
4.3.2 Rock properties	79
4.3.3 Support system pattern.....	81
4.4 Result of three-dimensional elasto-plastic analysis	87
4.4.1 Outline.....	87
4.4.2 Maximum shear strains	90
4.4.3 Displacements	98
4.4.4 Stresses of lining concrete.....	110
4.4.5 Stresses of shotcrete	117
4.4.6 Axial forces of rock bolts	124

4.4.7 Comparison between axisymmetric analysis and three-dimensional analysis	127
5. Summary of analysis	128
5.1 Considered items	128
5.2 Comparison between sedimentary rock and crystalline rock	129
5.3 Differences depends on the depth	134
5.4 Evaluation of stresses of lining concrete	136
5.5 Evaluation of connected point displacements and steel support stresses	141
5.6 Comparison between design and preliminary analysis (FY2003)	157
6. Measurement plan at connected point based on analysis result	159
6.1 Considered items	159
6.2 Measurement plan for construction	167
7. Summary	174
7.1 Conclusions	174
7.2 Remaining tasks	176
References	177
Appendix	179

目 次

表 3.1.1	各作業項目における基本方針	8
表 3.2.1	立坑と MIZ-1 号孔の位置関係について	22
表 3.3.1	MIZ-1 号孔に基づく堆積岩部の室内試験結果	25
表 3.3.2	MIZ-1 号孔に基づく花崗岩部の室内試験結果	26
表 3.3.3	室内試験結果からの低減率の設定	27
表 3.3.4	堆積岩部の解析用物性値	28
表 3.3.5	花崗岩部の解析用物性値	31
表 3.3.6	堆積岩部の物性値の設計時設定結果	35
表 3.3.7	H15 年度「予備解析」 堆積岩部の物性値の設定結果	35
表 3.3.8	H16 年度「予備解析」 堆積岩部の物性値の設定結果	35
表 3.3.9	花崗岩部の物性値の設計時設定結果	38
表 3.3.10	H15 年度「予備解析」 花崗岩部の物性値の設定結果	38
表 3.3.11	H16 年度「予備解析」 花崗岩部の物性値の設定結果	38
表 3.4.1	深度 1,000m までの初期応力の設定結果	43
表 3.5.1	堆積岩部の解析断面位置における岩盤等級の想定	44
表 3.5.2	花崗岩部の解析断面位置における岩盤等級の想定	45
表 3.7.1	解析深度と支保パターン	54
表 3.7.2	立坑部の検討結果一覧表（修正解析、平面二次元） $\phi = 6.5\text{m}$ 主立坑	57
表 3.7.3	GL. -75m の検討結果	59
表 3.7.4	GL. -175m の検討結果	60
表 3.7.5	GL. -260m の検討結果	61
表 3.7.6	GL. -745m の検討結果	61
表 3.7.7	GL. -975m の検討結果	62
表 3.7.8	GL. -1,000m の検討結果	62
表 3.7.9	水平坑道の検討結果一覧表（修正解析、平面二次元）	65
表 3.7.10	GL. -1,000m の検討結果（普通吹付、ロックボルトなし）	67
表 3.7.11	GL. -1,000m の検討結果（高強度吹付、ロックボルトなし）	67
表 3.7.12	GL. -1,000m の検討結果（高強度吹付、ロックボルト 1.5m 間隔、1.5 本）	68
表 3.7.13	GL. -1,000m の検討結果（高強度吹付、ロックボルト 1.5m 間隔、3 本）	68
表 4.2.1	解析ケース表	77
表 4.3.1	深度 100m と 300m の初期地圧	78
表 4.3.2	堆積岩部 (C_L 級) の物性設定	79
表 4.3.3	花崗岩部の物性設定	80
表 4.3.4	深度 100m の支保パターン（堆積岩部、 C_L 級）	82
表 4.3.5	深度 300m の支保パターン（花崗岩部、 C_H , C_L 級）	85
表 4.4.1	比較対象位置における最大せん断ひずみ	90
表 4.4.2	比較対象位置における変位量（立坑）	98
表 4.4.3	比較対象位置における変位量（水平坑道）	99

表 4.4.4	比較対象位置における覆工コンクリート応力.....	110
表 4.4.5	比較対象位置における吹付けコンクリート応力（立坑）.....	117
表 4.4.6	比較対象位置における吹付けコンクリート応力（水平坑道）.....	118
表 4.4.7	比較対象位置におけるロックボルト軸力（立坑部）.....	124
表 4.4.8	比較対象位置におけるロックボルト軸力（GL. -100m水平坑道部）.....	125
表 4.4.9	比較対象位置におけるロックボルト軸力（GL. -300m水平坑道部）.....	125
表 4.4.10	「H15 予備解析, 軸対称モデル」と「H16 予備解析, 三次元モデル」の比較	127
表 5.2.1	堆積岩と結晶質岩の岩盤等級、岩盤物性の整理結果.....	130
表 5.2.2	深度 100m 予備ステージ（堆積岩）と深度 300m 予備ステージ（花崗岩）の 初期地圧の整理結果.....	131
表 5.3.1	深度による相違と最大地圧との関係.....	135
表 5.4.1	深度 75m の理論解の算出結果.....	137
表 5.4.2	深度 175m の理論解の算出結果.....	137
表 5.4.3	覆工コンクリートの発生応力.....	140
表 5.5.1	切羽進行位置と各支保部材応力（最大地圧方向）.....	143
表 5.5.2	切羽進行位置と各支保部材応力（最大地圧方向から 90° ）.....	144
表 5.6.1	設計と H16 年度「予備解析」の比較結果（一般部）.....	158
表 5.6.2	H15 年度「予備解析」と H16 年度「予備解析」の比較結果（接続部）....	158
表 6.1.1	計測位置での三次元解析結果と限界値の比較.....	161
表 6.1.2	計測断面以外に注意すべき箇所での三次元解析結果と限界値の比較（GL. -100m）	162
表 6.1.3	計測断面以外に注意すべき箇所での三次元解析結果と限界値の比較（GL. -300m）	162
表 6.2.1	支保工部材の変更・追加の必要性（GL. -100m）.....	168
表 6.2.2	支保工部材の変更・追加の必要性（GL. -300m）.....	168
表 6.2.3	計測データによる管理方法.....	169
表 6.2.4	GL. -100m 計測基準値（C _L 級）.....	171
表 6.2.5	GL. -300m 計測基準値（C _L 級）.....	172
表 6.2.6	GL. -300m 計測基準値（C _H 級）.....	173

目 次

図 2.1.1	業務対象位置図.....	5
図 2.1.2	研究坑道のレイアウト.....	6
図 2.1.3	三次元弾塑性解析の対象となる深度及び坑道形状.....	6
図 3.1.1	解析領域内の地質分布及び解析に用いる物性値と地圧の検討フローチャート	9
図 3.2.1	地質断面図の作成結果.....	13
図 3.2.2	MIZ-1 号孔における解析モデル用柱状図の作成結果.....	17
図 3.2.3	立坑周辺のボーリング孔位置図.....	19
図 3.2.4	立坑付近の地質想定結果.....	20
図 3.2.5	花崗岩部の断層位置想定結果.....	21
図 3.2.6	立坑と MIZ-1 号孔の位置関係について.....	22
図 3.2.7	GL. -500m までの岩盤等級比較結果図.....	23
図 3.2.8	GL. -500~GL. -1,000m までの岩盤等級比較結果図.....	24
図 3.3.1	岩盤等級毎の堆積岩の試験結果と平均値の比較.....	30
図 3.3.2	MIZ-1 号孔で実施された花崗岩の岩盤試験結果を深度毎に整理した結果	32
図 3.3.3	MIZ-1 号孔で実施された花崗岩の岩盤試験結果を岩盤等級毎に整理した結果	33
図 3.3.4	堆積岩部における岩盤試験の比較結果.....	36
図 3.3.5	花崗岩部における岩盤試験の比較結果.....	39
図 3.4.1	MIZ-1 号孔における最小水平応力 S_{H1} , 最大水平応力 S_{H2} および 最大水平応力の方位 ϕ と測定深度の関係.....	40
図 3.4.2	深度 1,000m までの最小水平応力 S_{H1} と最大水平応力 S_{H2} の直線回帰結果.....	41
図 3.4.3	深度 1,000m までの最大水平応力 S_{H2} の方位の直線回帰結果.....	41
図 3.4.4	水平応力と測定深度、断層位置との関係図.....	42
図 3.6.1	トンネル切羽近傍の内空変位の変化.....	46
図 3.6.2	平成 15 年度の解析結果とトンネル切羽近傍の内空変位の変化との比較.....	48
図 3.7.1	立坑解析メッシュ図.....	50
図 3.7.2	水平坑道解析メッシュ図.....	52
図 3.7.3	弾性解析及び弾塑性解析の検討フローチャート.....	53
図 3.7.4	覆工コンクリートの深度方向の応力分布図（高強度コンクリートで対応可能な 範囲の特定結果）.....	63
図 3.7.5	鋼製支保工の深度方向の応力分布図（高強度コンクリートで対応可能な範囲の 特定結果）.....	63
図 4.2.1	立坑周辺のボーリング孔位置と解析範囲（平面図）.....	70
図 4.2.2	立坑近傍の断面図（平面図中の A-A' 断面）.....	71
図 4.2.3	解析範囲内における地質境界面の分布.....	72
図 4.2.4	GL. -100m の解析メッシュ（堆積岩部、C _L 級）.....	74

図 4. 2. 5	GL. -300mの解析メッシュ (花崗岩部、 C_H 級)	76
図 4. 3. 1	GL. -100mの支保パターン (堆積岩部、 C_L 級)	83
図 4. 3. 2	GL. -300mの支保パターン (花崗岩部、 C_H , C_L 級)	86
図 4. 4. 1	GL. -100mの施工方法	88
図 4. 4. 2	GL. -300mの施工方法	89
図 4. 4. 3	最大せん断ひずみ分布図 (GL. -100m弾性解析)	91
図 4. 4. 4	最大せん断ひずみ分布図 (GL. -100m弾塑性解析)	91
図 4. 4. 5	最大せん断ひずみ分布図 (GL. -300m C_H 級弾塑性解析)	92
図 4. 4. 6	最大せん断ひずみ分布図 (GL. -300m C_L 級弾塑性解析)	92
図 4. 4. 7	最大せん断ひずみ深度分布図 (GL. -100m弾性解析)	93
図 4. 4. 8	最大せん断ひずみ断面分布図 (GL. -100m弾性解析)	93
図 4. 4. 9	最大せん断ひずみ深度分布図 (GL. -100m弾塑性解析)	94
図 4. 4. 10	最大せん断ひずみ断面分布図 (GL. -100m弾塑性解析)	94
図 4. 4. 11	最大せん断ひずみ深度分布図 (GL. -300m弾性解析 C_H 級)	95
図 4. 4. 12	最大せん断ひずみ断面分布図 (GL. -300m弾性解析 C_H 級)	95
図 4. 4. 13	最大せん断ひずみ深度分布図 (GL. -300m弾性解析 C_L 級)	96
図 4. 4. 14	最大せん断ひずみ断面分布図 (GL. -300m弾性解析 C_L 級)	96
図 4. 4. 15	塑性範囲出力断面位置 (GL. -100m弾塑性解析)	97
図 4. 4. 16	切羽進行に伴う塑性範囲の拡大 (GL. -100m弾塑性解析)	97
図 4. 4. 17	変位コンター図 (GL. -100m 弾性解析)	100
図 4. 4. 18	変位コンター図 (GL. -100m 弾塑性解析)	100
図 4. 4. 19	変位コンター図 (GL. -300m C_H 級 弾性解析)	101
図 4. 4. 20	変位コンター図 (GL. -300m C_L 級 弾性解析)	101
図 4. 4. 21	GL. -100m付近の変形量と深度の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾性解析)	102
図 4. 4. 22	GL. -100m付近の変形量と深度の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)	103
図 4. 4. 23	GL. -300m付近の変形量と深度の関係 (花崗岩部、 C_H 級、弾性解析)	104
図 4. 4. 24	GL. -300m付近の変形量と深度の関係 (花崗岩部、 C_L 級、弾性解析)	105
図 4. 4. 25	GL. -100m水平坑道の変形量と立坑からの離隔距離の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾性解析)	106
図 4. 4. 26	GL. -100m水平坑道の変形量と立坑からの離隔距離の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)	107
図 4. 4. 27	GL. -300m水平坑道の変形量と立坑からの離隔距離の関係 (花崗岩部、 C_H 級、弾性解析)	108
図 4. 4. 28	GL. -300m水平坑道の変形量と立坑からの離隔距離の関係 (花崗岩部、 C_L 級、弾性解析)	109
図 4. 4. 29	覆工コンクリート応力 (GL. -100m C_L 級 弾性解析)	111
図 4. 4. 30	覆工コンクリート応力 (GL. -100m C_L 級 弾塑性解析)	111
図 4. 4. 31	覆工コンクリート応力 (GL. -300m C_H 級 弾性解析)	112
図 4. 4. 32	覆工コンクリート応力 (GL. -300m C_L 級 弾性解析)	112
図 4. 4. 33	GL. -100m付近の覆工コンクリート応力度と深度の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾性解析)	113
図 4. 4. 34	GL. -100m付近の覆工コンクリート応力度と深度の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)	113

図 4. 4. 35	GL. -300m付近の覆工コンクリート応力度と深度の関係 (花崗岩部、 C_H 級)	114
図 4. 4. 36	GL. -300m付近の覆工コンクリート応力度と深度の関係 (花崗岩部、 C_L 級)	114
図 4. 4. 37	GL. -100m水平坑道取り付け部の覆工コンクリート最大応力の断面分布 (堆積岩部、 C_L 級、弾性解析)	115
図 4. 4. 38	GL. -100m水平坑道取り付け部の覆工コンクリート最大応力の断面分布 (堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)	115
図 4. 4. 39	GL. -300m水平坑道取り付け部の覆工コンクリート最大応力の断面分布 (花崗岩部、 C_H 級、弾性解析)	116
図 4. 4. 40	GL. -300m水平坑道取り付け部の覆工コンクリート最大応力の断面分布 (花崗岩部、 C_L 級、弾性解析)	116
図 4. 4. 41	吹付けコンクリート応力 (GL. -100m C_L 級 弾性解析)	119
図 4. 4. 42	吹付けコンクリート応力 (GL. -100m C_L 級 弾塑性解析)	119
図 4. 4. 43	吹付けコンクリート応力 (GL. -300m C_H 級 弾性解析)	119
図 4. 4. 44	吹付けコンクリート応力 (GL. -300m C_L 級 弾性解析)	119
図 4. 4. 45	GL. -100m付近の吹付けコンクリート応力度と深度の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾性解析)	120
図 4. 4. 46	GL. -100m付近の吹付けコンクリート応力度と深度の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)	120
図 4. 4. 47	GL. -300m付近の吹付けコンクリート応力度と深度の関係 (花崗岩部、 C_H 級、弾性解析)	121
図 4. 4. 48	GL. -300m付近の吹付けコンクリート応力度と深度の関係 (花崗岩部、 C_L 級、弾性解析)	121
図 4. 4. 49	GL. -100m水平坑道の吹付けコンクリート応力度と立坑からの離隔距離の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾性解析)	122
図 4. 4. 50	GL. -100m水平坑道の吹付けコンクリート応力度と立坑からの離隔距離の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)	122
図 4. 4. 51	GL. -300m水平坑道の吹付けコンクリート応力度と立坑からの離隔距離の関係 (花崗岩部、 C_H 級、弾性解析)	123
図 4. 4. 52	GL. -300m水平坑道の吹付けコンクリート応力度と立坑からの離隔距離の関係 (花崗岩部、 C_L 級、弾性解析)	123
図 4. 4. 53	ロックボルト軸力の大きくなる位置 (GL. -100m弾性解析 C_L 級)	126
図 4. 4. 54	ロックボルト軸力の大きくなる位置 (GL. -100m弾塑性解析 C_L 級)	126
図 4. 4. 55	ロックボルト軸力の大きくなる位置 (GL. -300m弾性解析 C_H 級)	126
図 4. 4. 56	ロックボルト軸力の大きくなる位置 (GL. -300m弾性解析 C_L 級)	126
図 5. 2. 1	比較位置図 (断面図), 平面図.	131
図 5. 2. 2	比較対象位置における変形量.	132
図 5. 2. 3	比較対象位置における覆工コンクリート応力.	132
図 5. 2. 4	比較対象位置における吹付けコンクリート応力.	132
図 5. 2. 5	比較対象位置におけるロックボルト軸力.	133
図 5. 2. 6	比較対象位置における最大せん断ひずみ.	133
図 5. 3. 1	各深度における最小地圧と最大地圧の分布.	134
図 5. 3. 2	最大地圧と最大主応力の深度分布.	135

図 5.3.3	最大地圧と最大覆工応力度の深度分布.....	135
図 5.4.1	弾塑性解析と理論解の覆工コンクリート応力比較結果.....	139
図 5.4.2	弾塑性解析と理論解の変位量比較結果.....	139
図 5.5.1	接続部の施工手順.....	142
図 5.5.2	覆工コンクリート応力経時変化（一般部最下部 取付部上部）.....	145
図 5.5.3	覆工コンクリート応力経時変化（一般部最下部 取付部上部）.....	146
図 5.5.4	覆工コンクリート応力経時変化（一般部最下部 最大地圧方向に対して 90°）	147
図 5.5.5	覆工コンクリート応力経時変化（一般部最下部 最大地圧方向に対して 90°）	148
図 5.5.6	覆工コンクリート応力経時変化（接続下部 2.6m 取付部近傍）.....	149
図 5.5.7	覆工コンクリート応力経時変化（接続下部 2.6m 取付部近傍）.....	150
図 5.5.8	覆工コンクリート応力経時変化（接続下部 2.6m 最大地圧方向に対して 90°）	151
図 5.5.9	覆工コンクリート応力経時変化（接続下部 2.6m 最大地圧方向に対して 90°）	152
図 5.5.10	吹付けコンクリート応力経時変化（取付部上部）.....	153
図 5.5.11	吹付けコンクリート応力経時変化（取付部上部）.....	154
図 5.5.12	吹付けコンクリート応力経時変化（接続部最下部）.....	155
図 5.5.13	吹付けコンクリート応力経時変化（接続部最下部）.....	156
図 6.1.1	覆工後の変形量（GL. -100m）.....	163
図 6.1.2	覆工後の変形量（GL. -300m）.....	164
図 6.1.3	変形図（GL. -100m C _L 級 弾性解析）.....	165
図 6.1.4	変形図（GL. -100m C _L 級 弾塑性解析）.....	165
図 6.1.5	変形図（GL. -300m C _H 級 弾性解析）.....	166
図 6.1.6	変形図（GL. -300m C _L 級 弾性解析）.....	166

1. はじめに

立坑や水平坑道を対象にした岩盤挙動の評価や掘削による影響予測は、従来から有限要素法を用いた弾塑性解析により評価が行われているが、設計時と解析条件が大幅に相違する箇所については地質条件及び入力物性値を変更した解析により、レビューする必要がある。

超深地層研究所研究坑道掘削工事の設計においては、それまでに実施されていたボーリング（DH-2号孔、MIU-1号孔及びBP-5号孔）のデータを用いて地質モデルを設定し、二次元及び三次元有限要素解析により、支保工の妥当性を確認している。その後、研究坑道近傍でMSB-1～4号孔及びMIZ-1号孔のボーリング調査が実施され、花崗岩部までを含めたボーリングコアを主体とする岩盤の状況が明らかとなった。

本研究では、MIZ-1号孔の調査終了により新たに取得された地質データに基づき、二次元、三次元弾塑性解析により空洞および支保安定性の評価を行うとともに、施工時に行われる予定の岩盤変位や支保部材応力などの計測値を予測した。これに基づき、どの位置でどのような計測をすれば地山の安定性や設計の妥当性を適切に評価できるのかを解析的にアプローチした。

2. 概要

2.1 目的

平成 16 年度は、立坑近傍で進められていた MIZ-1 号孔の削孔と各種試験が終了し、花崗岩部までを含めたボーリングコアを主体とする岩盤の状況が明らかになる予定である。そこで、原位置における物性値を用いた三次元弾塑性解析により地山変位や支保部材応力の予測解析を実施し、その結果をとりまとめるとともに、どの位置でどのような計測を実施すれば地山の安定性や設計の妥当性を適切に評価できるのかを解析的にアプローチして、今後の計測計画に資することを目的とした。

2.2 実施内容

(1) 研究坑道を対象としてこれまでに実施した解析条件のレビュー（MIZ-1 号孔との比較）と修正解析

① 設計時および平成 15 年度に実施した「瑞浪超深地層研究所研究坑道その 1 工事予備解析」における解析条件を MIZ-1 号孔の成果と比較し、その結果をレビューした。解析条件の比較には、次の項目を含めた。

- 1) 地質モデル（地質区分、地山等級分布）
- 2) 岩盤物性（ γ_t 、 q_u 、 c 、 ϕ 、 τ 、 E 、 D 、 ν 、 ε ）
- 3) 初期地圧（比率、異方性）
- 4) 応力解放率（三次元解析と二次元解析の関連づけ）

② ①に基づき、解析条件が大幅に相違する箇所について修正解析が必要かどうかを判断した。解析の必要性の判断については、既存の解析結果、特に支保や岩盤の安定性に関する評価が異なる可能性がある場合とし、その 1 工事の範囲内（深度 300m まで）で 6 ケース（堆積岩 2 ケース、花崗岩 4 ケース）を想定した。修正解析は、設計時と同様の解析を、新たな解析条件の下に実施した。

③ ②で修正解析を実施した結果より、以下の出力に注目して支保パターンの妥当性を検証した。

- ・ 変形図
- ・ 主応力図
- ・ せん断ひずみ分布図
- ・ 覆工コンクリート応力図
- ・ 吹付けコンクリート応力図
- ・ ロックボルト軸力図

(2) 接続部の三次元弾塑性解析

立坑と予備ステージの接続部は形状が複雑となるため、施工により発生する変位や支保部材の応力状態を予測するためには、三次元的な検討が必要である。

そこで、実際の挙動を予測し、施工管理や設計の妥当性を検証するための計測管理計画に供することを目的として三次元弾塑性解析を実施した。解析箇所はその 1 工事を対象に、100m 予備ス

テージ（堆積岩対象）および 300m 予備ステージ（花崗岩対象）とした。

① 解析に用いる岩盤の物性値については、実際の挙動を予測するためにできるだけ解析位置に近い実測値を参照し、パラメータスタディとして支保部材が変状する場合の物性を求めるものとした。また、掘削方法や使用する支保部材については、設計時の結果を踏襲するものとした。

② 三次元解析に用いるモデルは、対象とする拡幅部を中心に掘削幅の 5 D 以上を解析領域とした。

また、下記のア)～ウ)に解析条件、解析ケース及び出力内容と整理項目を示した。

ア) 解析条件

- ・ 支保パターン（設計時の支保パターンを対象）
- ・ 初期地圧の偏圧（計測結果に基づき設定）
- ・ 岩盤等級（B 級～D 級の範囲，想定岩盤等級に応じて）

これらの解析条件のうち、パラメータとしては岩盤等級を考え、支保が変状する場合の物性（ E 、 ν 、 ε ）を想定した。

イ) 解析ケース

ア) に示すパラメータを対象に、計 4 ケースを実施した。

ウ) 出力内容と整理項目

出力項目は、以下の通りとした。

- ・ 岩盤のひずみ分布および緩み域分布
- ・ 岩盤の変位分布
- ・ 立坑拡幅部一次支保工、覆工の発生応力
- ・ 水平坑道坑口部の支保工、覆工の発生応力

上記の出力項目を整理し、空洞の安定性に関してパラメータに設定している項目毎にその影響について考察した。また、立坑拡幅部の一次支保工および覆工の妥当性を検証し、水平坑道坑口部の補強区間長（覆工打設区間長）の妥当性を確認した。

(3) 解析結果等のとりまとめ

(1)および(2)で得られた検討結果に基づき、研究坑道に設定されている設計断面に対して、以下の観点から設計の妥当性を評価あるいは再検討に対するコメントを行った。その際、設計時および平成 15 年度予備解析において行われた有限要素法の解析結果についても十分考慮して評価した。

- ・ 堆積岩と結晶質岩の相違
- ・ 深度による相違
- ・ 覆工コンクリートに発生する許容応力の評価（理論解含む）

また、接続部の三次元弾塑性解析については、次の項目についてとりまとめた。

- ・ 接続部の発生変位、支保部材応力の評価
- ・ 設計および平成 15 年度予備解析における二次元、三次元解析（軸対称解析含む）結果との比較

(4) 解析結果に基づく接続部の計測計画

実際の施工において地山の安定性や設計の妥当性を評価するためには、施工時に発生する変位および支保部材応力を精度よく予測し、その結果を捉えるための計測を実施するとともに、その結果に基づいて計測管理基準を設定して施工管理を進めていくこと、および設計の妥当性を検証していくことが大切である。特に接続部では、掘削形状が複雑であるために、その評価は特に重要であり、さらに今後の中間ステージ、最終ステージへの試験施工の位置づけを含んでいると評価される。

ここでは(2)で実施した接続部の三次元弾塑性解析の結果に基づいて、100m 予備ステージと300m 予備ステージを対象に、接続部として必要となる地山の安定性評価や設計の妥当性検証のための計測計画を作成した。特に、計測断面における予測される計測値と解析値の比較に重点をおいて検討した。

- ・ 計測において特に注意すべき事項（重要管理項目、三次元的特殊性、施工進捗との関係等）
- ・ 上記に基づいた施工時計測計画（計測位置、計測機器、計測方法、計測数量、計測頻度等）
- ・ 上記に基づいた計測管理基準値（3段階程度）

(5) 今後の課題抽出

(1)～(4)で得られた結果および結果のとりまとめに基づき、本研究坑道における解析の設計への適用、および計測計画に関する課題を抽出するとともに、全体を総括した。

今回の業務対象位置を図 2.1.1 に示し、研究坑道のレイアウトを図 2.1.2 に示す。また、三次元弾塑性解析の対象となる深度及び坑道形状を図 2.1.3 に示す。

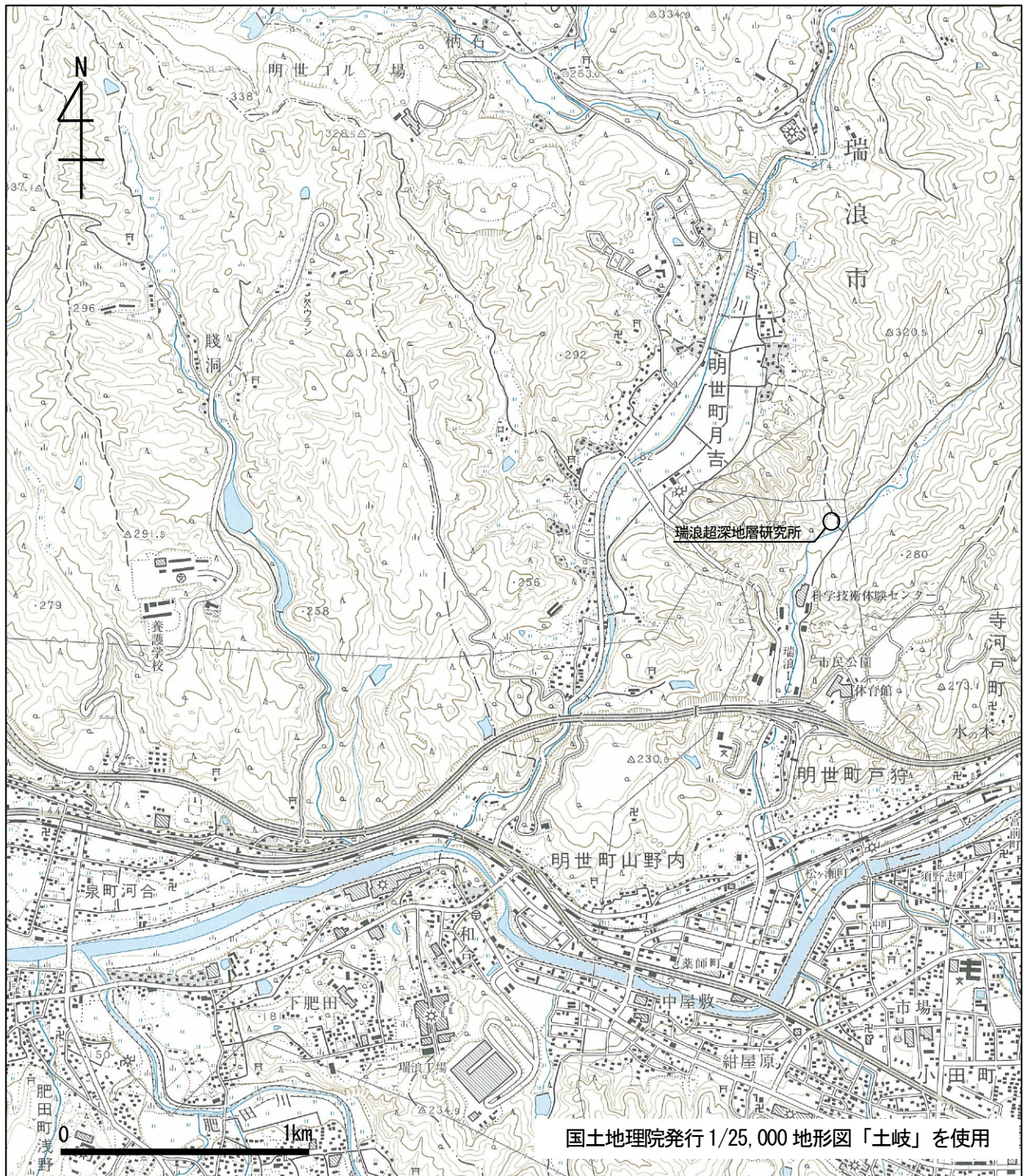


図 2.1.1 業務対象位置図

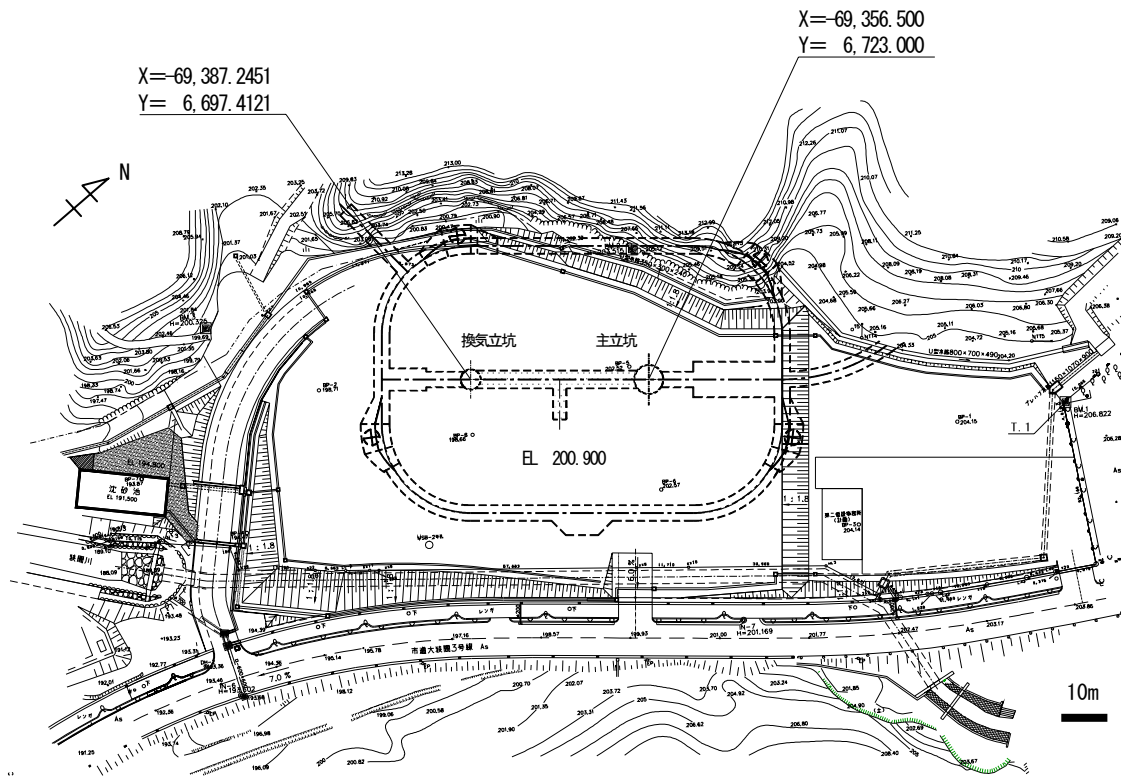


図 2.1.2 研究坑道のレイアウト¹⁾

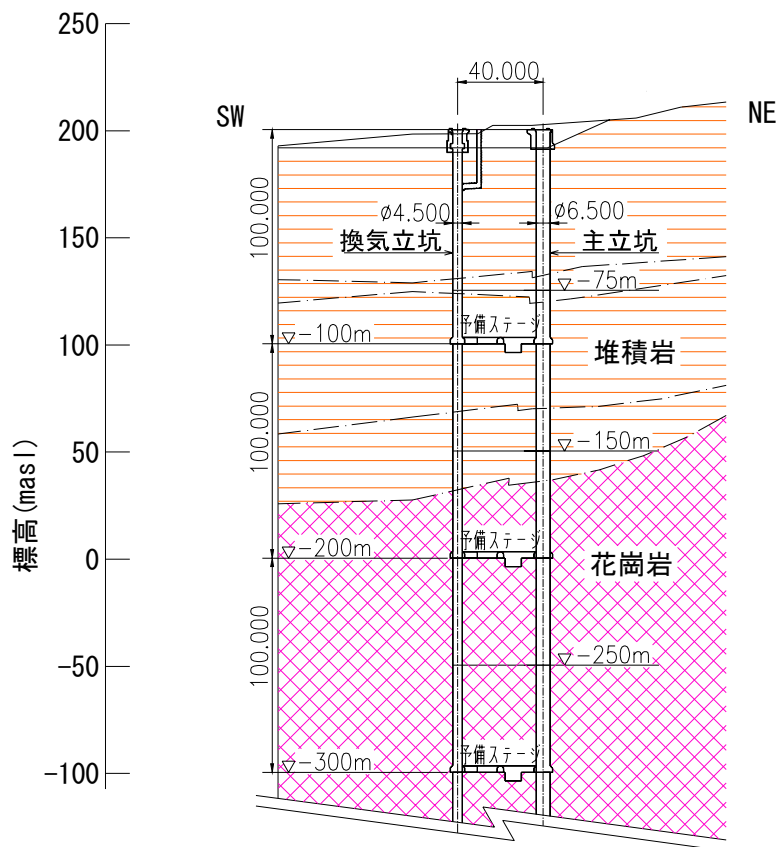


図 2.1.3 三次元弾塑性解析の対象となる深度及び坑道形状¹⁾

3. 研究坑道を対象としてこれまでに実施した解析条件のレビュー

3.1 概要

超深地層研究所研究坑道の設計にあたり、最初に研究所用地の地質分布や地質状況を把握し、解析に用いる物性値を決定する必要がある。

研究坑道工事の設計では、支保パターン^{*}の設計を目的として、設計対象地域の地質構造をモデル化している。この地質モデルの設定に使用されたボーリング調査結果は、その時点で研究所用地に最も近いボーリング孔 DH-2 号孔^{*}（深度 500m）、MIU-1 号孔（深度 1,000m）及び比較的深度の浅い BP-5 号孔（深度 50m）のデータである。

設計以後に、研究所用地内において、MSB-1～4 号孔（深度 200m 程度）及び MIZ-1 号孔（深度 1,275m 程度）のボーリング調査が実施された。本業務では、これらのボーリング調査結果を反映して、研究所用地内の地質分布の設定及び解析に用いる物性値と地圧の検討を実施した。表 3.1.1 には本業務における作業項目及び基本方針を示す。また、図 3.1.1 には検討フローチャートを示した。

*：広域地下水流動研究の一環として掘削されたボーリング孔

表 3.1.1 各作業項目における基本方針

作業項目	基本方針
① 断層と研究坑道の位置関係の把握	<ul style="list-style-type: none"> MIZ-1 号孔のボアホール観測結果に基づき、立坑周辺の地質断面図を作成
② MIZ-1 号孔の断層位置の把握および深度と岩級の関係を整理	<ul style="list-style-type: none"> IF_SB2a_005, 007, 009 と立坑との交差位置の確認 岩級区分の確認
③ 立坑付近の地質想定	<ul style="list-style-type: none"> 堆積岩 (C_L 級) の分布は、岩質の断面変化から想定 堆積岩と花崗岩の境界の花崗岩風化部は、C_M 級を想定 花崗岩中の破碎帯が分布している範囲は、C_L 級を想定 ②で作成した MIZ-1 号孔の地質モデルから地質を想定
④ 「岩盤等級」の比較	<ul style="list-style-type: none"> 設計および H15 年度「予備解析」の地質モデルとの比較
⑤ MIZ-1 号孔の岩盤等級毎の物性設定	<ul style="list-style-type: none"> MIZ-1 号孔の堆積岩部と花崗岩部の試験結果に基づき、岩盤等級毎に物性値を設定
⑥ 「岩盤物性」の比較	<ul style="list-style-type: none"> 設計および H15 「予備解析」の岩盤物性と比較
⑦ MIZ-1 号孔の初期応力計測に基づいた各断面における初期地圧設定	<ul style="list-style-type: none"> 深度 600m 付近で地圧の深度方向分布傾向が異なるため、そこで分けて検討 深度 600m 以浅は、原点を通る直線回帰により求める 深度 600～1,000m は直線回帰により求める 試験深度近傍では、その試験値を使用する
⑧ 修正解析が必要な断面をピックアップ	<ul style="list-style-type: none"> 「岩盤等級」の違い、「岩盤物性」の違いおよび「初期地圧」を考慮する
⑨ NATM 工法とショートステップ工法における応力解放率の決定	<ul style="list-style-type: none"> 既往の文献及び H15 年度「予備解析」の結果から、応力解放率の妥当性を検討する

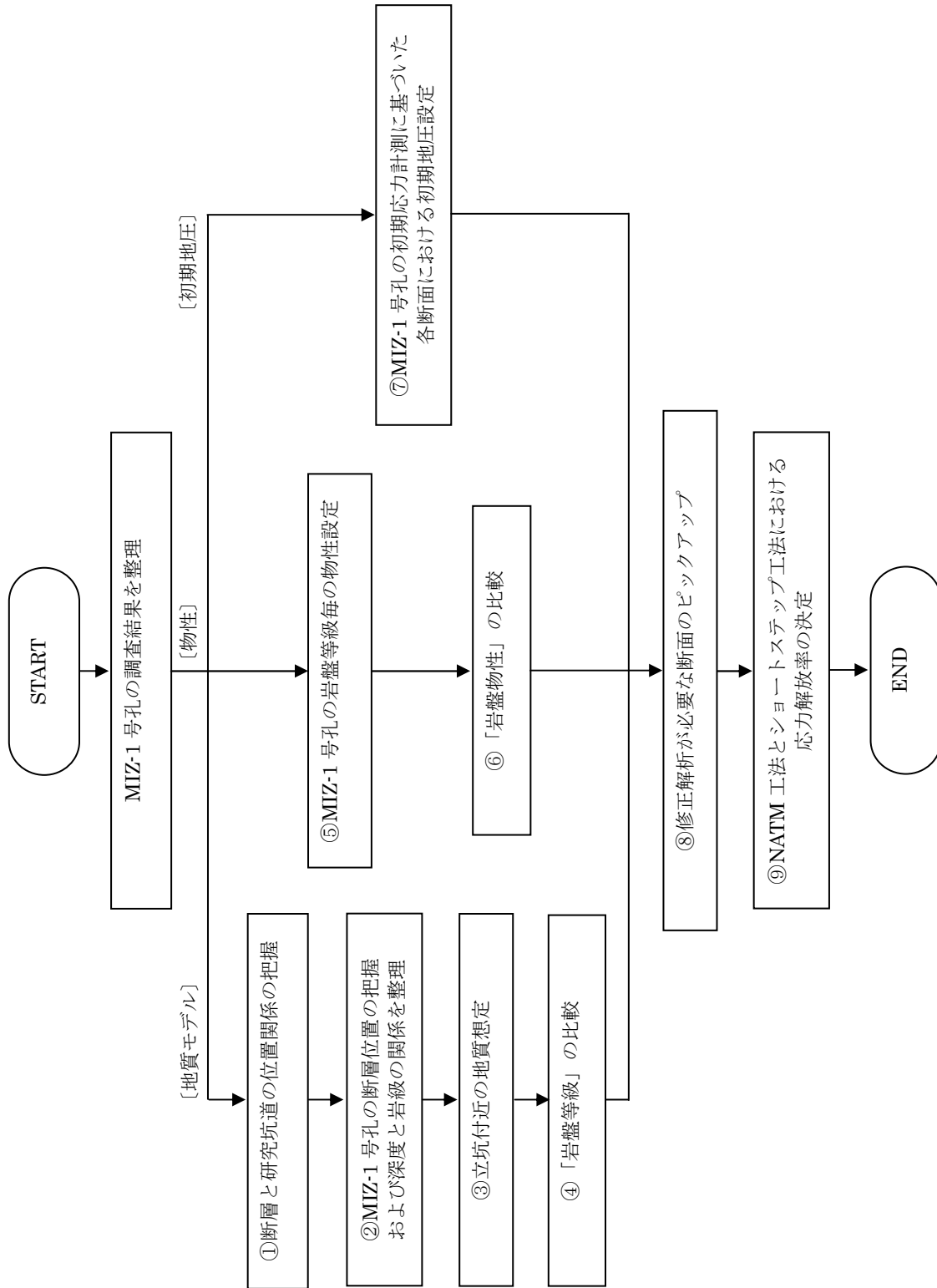


図 3.1.1 解析領域内の地質分布及び解析に用いる物性値と地圧の検討フローチャート

3. 2 MIZ-1 号孔の結果に基づく地質モデルの設定

3. 2. 1 研究坑道周辺の地質データ

解析に用いる地質モデルを作成した。

地質断面図は、ボーリング柱状図等に基づき、研究坑道を含めて作成したが、考慮した内容を示すと次の通りである。

- ① 力学的安定性に影響を及ぼすと考えられる堆積岩中の礫層及び風化花崗岩の分布を明らかにする。
- ② 不連続面構造の方向性と状態に関する情報についても明らかにする。

3. 2. 2 立坑付近の地質想定

(1) 断層と研究坑道の位置関係の把握

最新の断層分布及び MIZ-1 号孔のボーリング結果から、地質断面図を作成した結果を、図 3. 2. 1 に示す。なお、MIZ-1 号孔で得られた結果は下記のとおりである。

- ・土岐花崗岩は、低角度割れ目帯の分布から判断すると、①上部割れ目帯、②下部割れ目低密度帯、③低角度亀裂帯に分けられる。

- ・土岐花崗岩中の主要な断層は、下記の 3 個である。

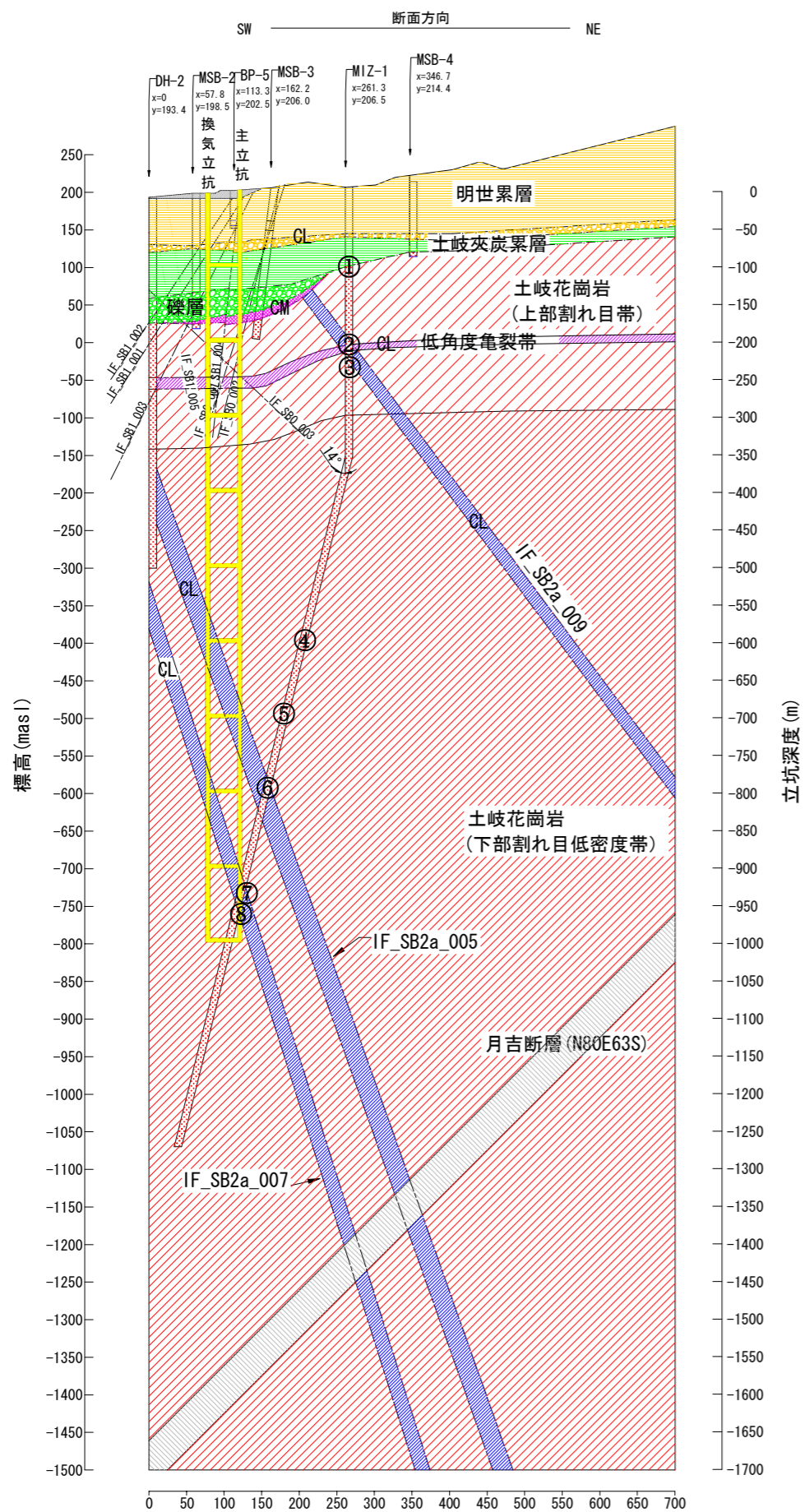
- ① IF_SB2a_009 断層 : GL. -195. 27-223. 16 m 走向 NNW (地表露頭なし)
- ② IF_SB2a_005 断層 : GL. -648. 20-725. 80 m //
- ③ IF_SB2a_007 断層 : GL. -918. 20-982. 70 m 走向 NW (地表露頭なし)

この内 IF_SB2a_005 は推定されていたが、IF_SB2a_009 および IF_SB2a_007 は新しく確認された断層である。深部における断層交差位置は下記に示す深度となる。

- ・ IF_SB2a_005 の換気立坑との交差範囲は、GL. -500~-625m と推定される。
- ・ IF_SB2a_005 の主立坑との交差範囲は、GL. -670~-745m と推定される。
- ・ IF_SB2a_007 の換気立坑との交差範囲は、GL. -760~-820m と推定される。
- ・ IF_SB2a_007 の主立坑との交差範囲は、GL. -895~-955m と推定される。

これらの交差部では、岩盤等級として C₁ 級を想定した。なお、月吉断層とは交差しない。

This is a blank page.



- ①～⑧は着目点を示す
- ①堆積岩と花崗岩の境界付近（花崗岩部）
- ②, ③低角度亀裂帯の内部（②が上, ③が下）
- ④深度-600m 付近の割れ目帯
- ⑤IF_SB2a_005 断層の内部
- ⑥IF_SB2a_007 断層の上部の割れ目帯
- ⑦, ⑧IF_SB2a_007 断層の内部（⑦が上, ⑧が下）

凡例

- 盛土層
- 砂泥互層 (明世累層)
- 礫層 (明世累層)
- 砂泥互層 (土岐夾炭累層)
- 礫層 (土岐夾炭累層)
- 土岐花崗岩層 (風化層)
- 土岐花崗岩層 (上部割れ目帯)
- 土岐花崗岩層 (下部割れ目低密度帯)
- 断層

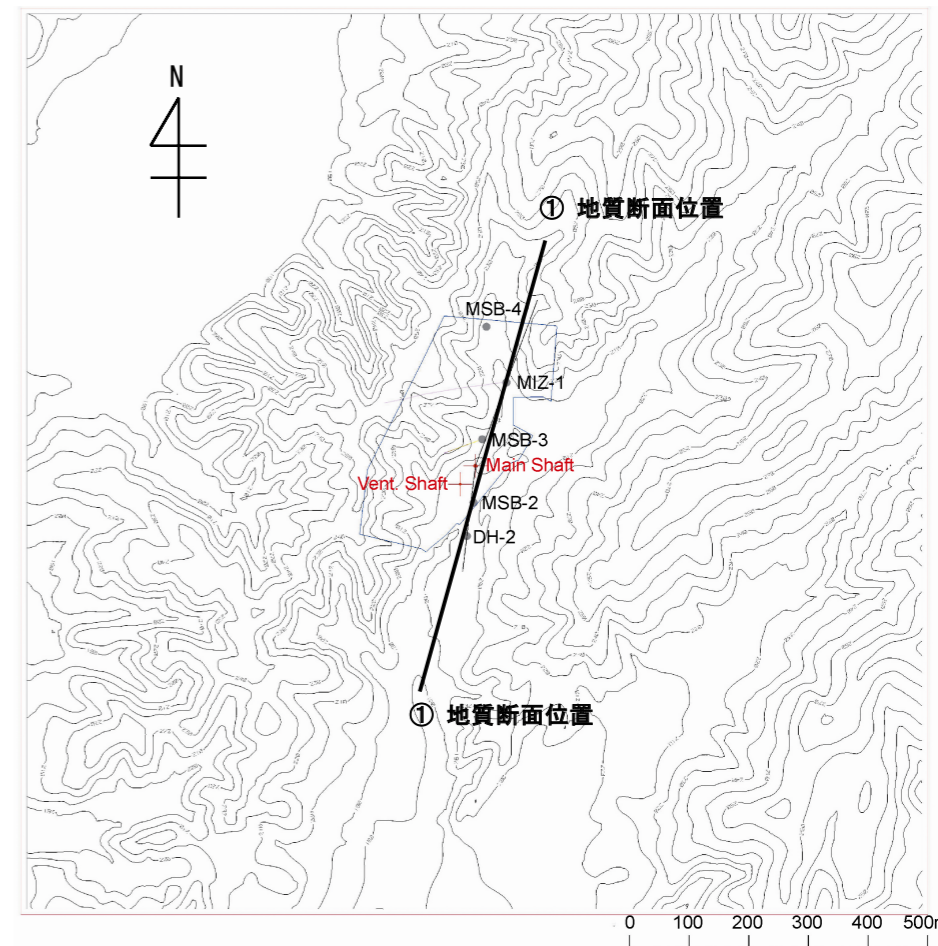


図 3.2.1 地質断面図の作成結果^{1), 2)}

(2) MIZ-1号孔における岩盤等級の整理結果

設計時においては、対象サイト付近のボーリング調査結果としては、深度約500mのDH-2号孔しかなく、その調査結果から地層は水平に分布しているものと考えて解析に用いた。さらに、深度500m以深では正馬様用地で実施したMIU-1号孔のボーリングデータしかなかったため、この調査結果を採用した。その後、研究所用地内でMIZ-1号孔ボーリングデータが得られたことから、新たに研究所周辺の地質モデルを設定した。ここでは、下記の基本的な考え方を基に、MIZ-1号孔における解析モデル用柱状図を作成した。この結果を図3.2.2に示す。

- GL. -100m以浅の堆積岩部は、 C_L 級～ C_H 級と判断されるが、今回の検討では安全側に考えているため、 C_M 級と C_H 級は考慮せず、全て C_L 級とした。
- 花崗岩部は、主に C_H 級からB級の岩盤等級が分布しているが、GL. -200m付近に分布する断層の影響から、 C_L 級が約10m程度分布している（IF_SB2a_009および低角度亀裂帯）。
- GL. -200m付近の断層より下部では、GL. -550m付近まで C_L 級が現れない。
- GL. -700m付近に断層（IF_SB2a_005断層）の影響から C_L 級が約78m分布している。
- GL. -950m付近に断層（IF_SB2a_007断層）の影響からD級～ C_L 級が約65m分布している。
- GL. -1,000m以深では、大きな断層は見られず、主に C_M 級～B級が分布している。

This is a blank page.

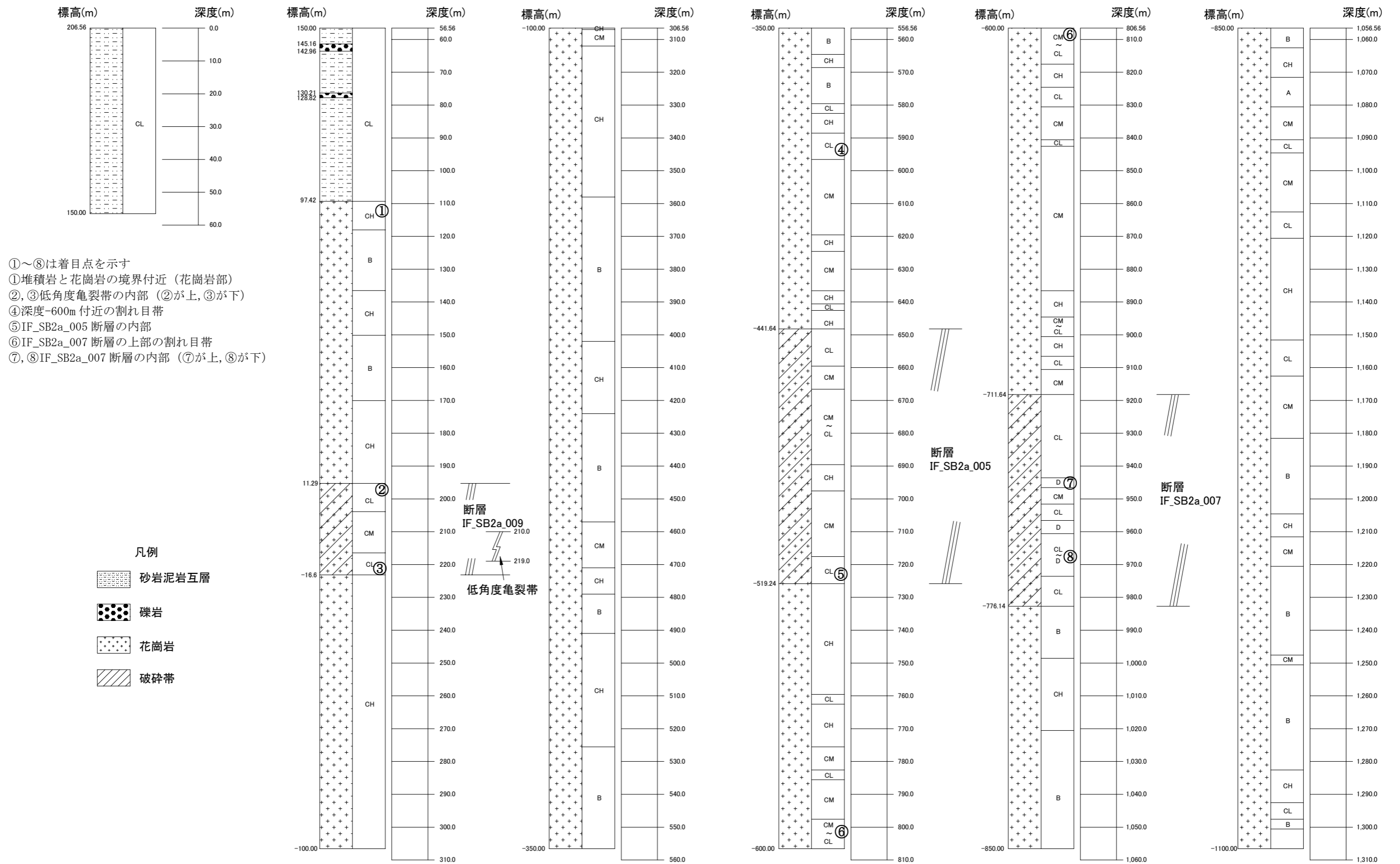


図 3.2.2 MIZ-1 号孔における解析モデル用柱状図の作成結果²⁾

(3) 地質想定結果

立坑部の地質想定は、図 3.2.3 に示すボーリング孔の地質結果に基づき実施した。図中の断面位置での地質想定結果を図 3.2.4 に示す。

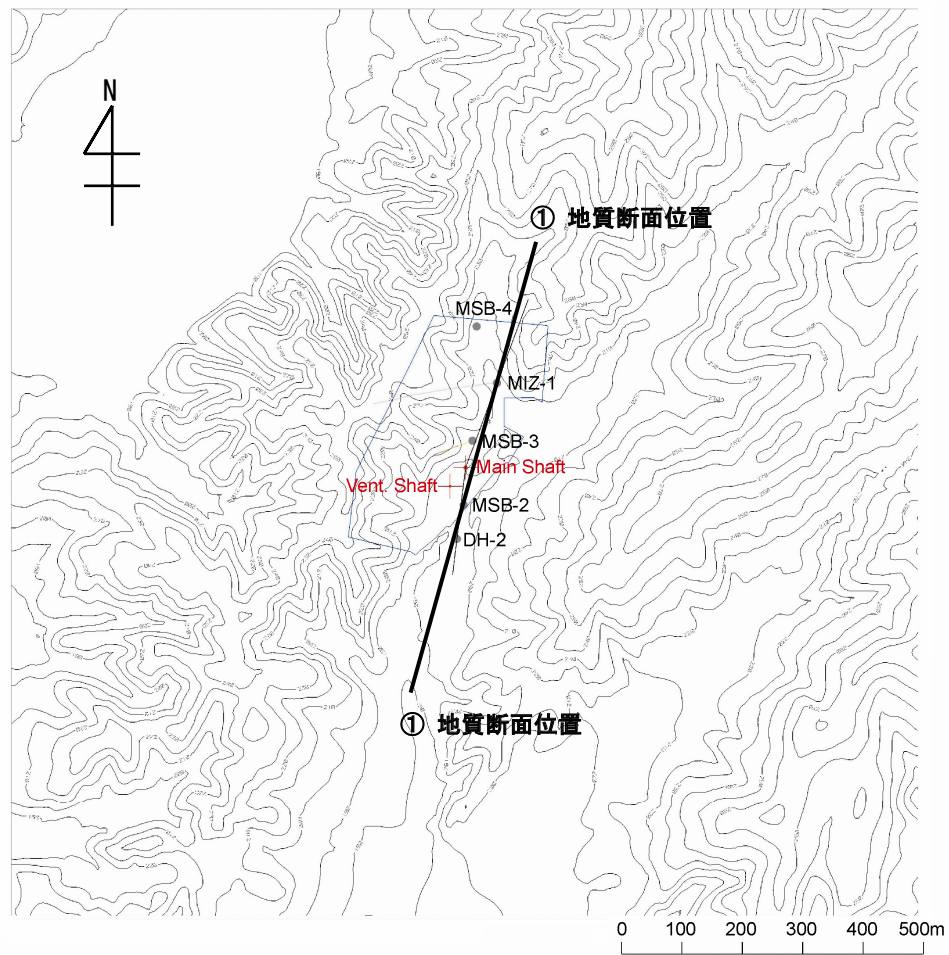


図 3.2.3 立坑周辺のボーリング孔位置図^{1),2)}

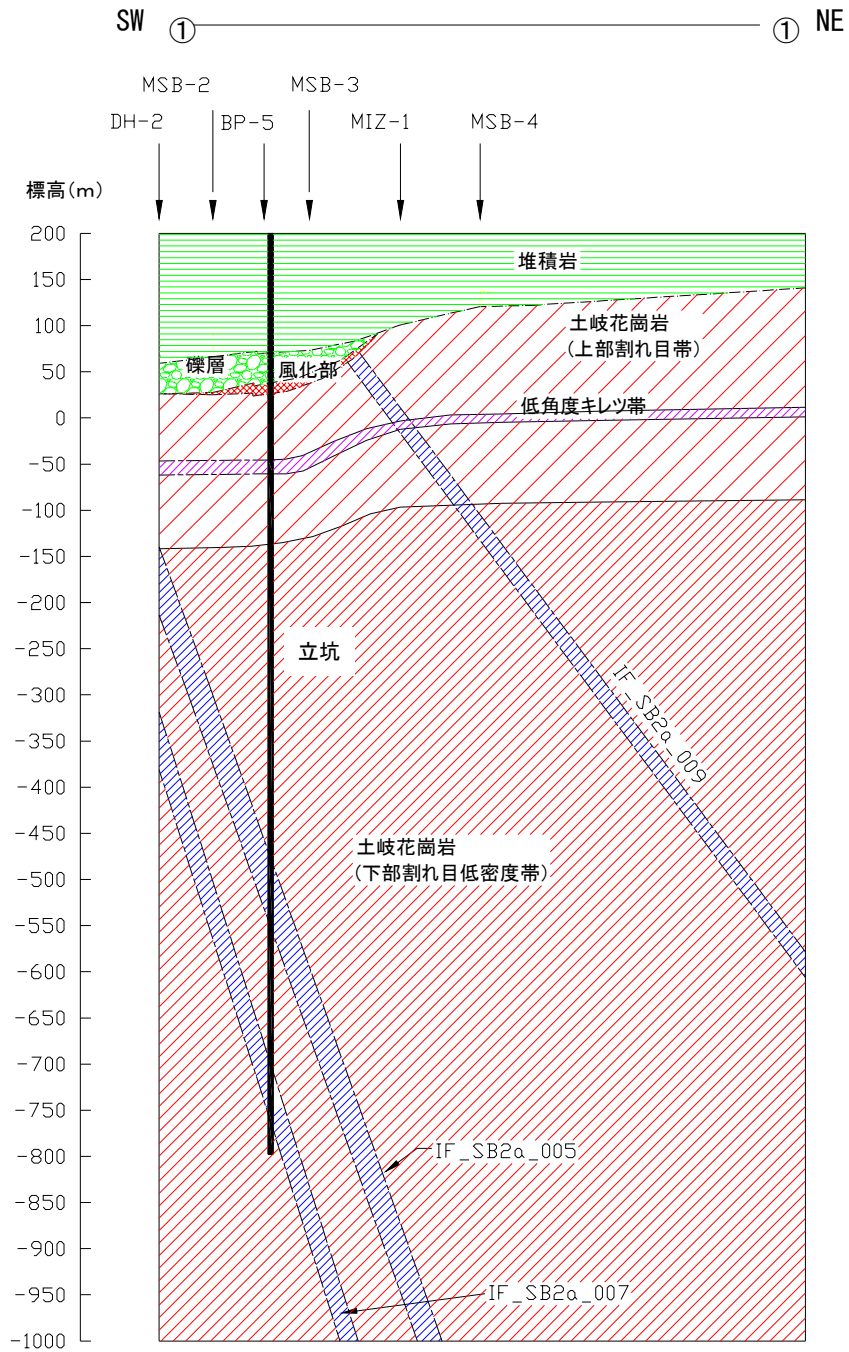


図 3.2.4 立坑付近の地質想定結果

花崗岩部の地質想定結果は（１）で設定した図 3.2.1 に示しているが、IF_SB2a_005, IF_SB2a_007, IF_SB2a_009 の断層は既往の報告書等²⁾から得られる走向, 傾斜から立坑に現れる位置を推定した。これらの位置関係を図 3.2.5 に示す。

また、断層以外の立坑近傍の地質情報が無いため、花崗岩部については亀裂が MIZ-1 号孔と同様に発生するものと仮定した。この際の層厚は、MIZ-1 号孔から立坑へ平行移動を基本とするが各断層の傾斜が異なるため、断層の間隔を比例配分することを考えた。

立坑と MIZ-1 号孔との位置関係は、表 3.2.1 と図 3.2.6 に示す。

- ① 堆積岩と花崗岩の地層境界～IF_SB2a_009 断層までの区間変化
MIZ-1 号孔の層厚 (86.13m) →立坑の層厚 (69.4m=80.6%)
- ② IF_SB2a_009 断層～IF_SB2a_005 断層までの区間変化
MIZ-1 号孔の層厚 (425.04m) →立坑の層厚 (409.0m=96.2%)
- ③ IF_SB2a_005 断層～IF_SB2a_007 断層までの区間変化
MIZ-1 号孔の層厚 (192.4m) →立坑の層厚 (147.4m=76.6%)
- ④ IF_SB2a_007 断層以深の区間変化
MIZ-1 号孔の層厚 (22.1m) →立坑の層厚 (21.4m=97%)
ただし、標高差として 21.44m (立坑が上) を与えた

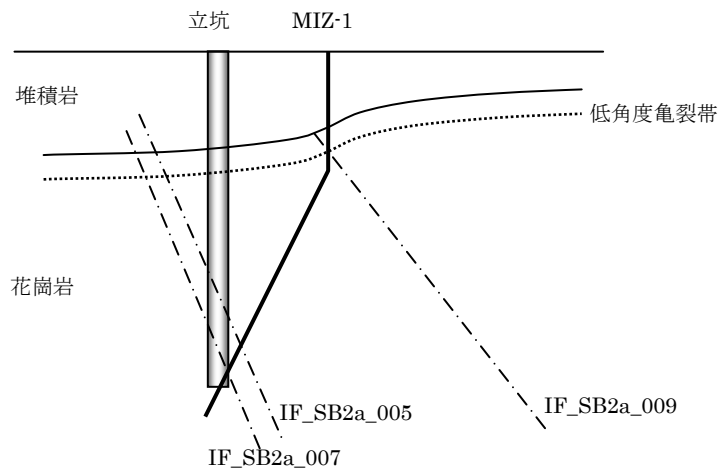


図 3.2.5 花崗岩部の断層位置想定結果

表 3.2.1 立坑と MIZ-1 号孔の位置関係について 2)

区間	範囲	主立坑 (GL. ±0=EL. 202.5m)	区間距離 (m)	MIZ-1 号孔 (GL. ±0=EL. 206.6m)	区間距離 (m)
①	堆積岩と花崗岩の地層境界から低角度亀裂帯までの区間 ただし、MIZ-1 号孔では IF_SB2a_009 断層が上位に存在するため、IF_SB2a_009 断層までとする	EL. +23.9m (GL-178.6m) EL. -45.5m (GL-248.0m)	69.4	EL. +97.4m (GL-109.1m) EL. +11.3m (GL-195.3m)	86.1
断層 A	—	低角度亀裂帯	15.0	IF_SB2a_009 断層 (低角度亀裂帯を含む)	27.9
②	低角度亀裂帯から IF_SB2a_005 断層までの区間	EL. -60.5m (GL-263.0m) EL. -469.5m (GL-672.0m)	409.0	EL. -16.6m (深度 223.2m) EL. -441.6m (GL-648.2m)	425.0
断層 B	—	IF_SB2a_005 断層	75.2	IF_SB2a_005 断層	77.6
③	IF_SB2a_005 断層から IF_SB2a_007 断層までの区間	EL. -544.7m (GL-747.2m) EL. -692.1m (GL-894.6m)	147.4	EL. -519.24m (GL-725.8m) EL. -711.6m (GL-918.2m)	192.4
断層 C	—	IF_SB2a_007 断層	84.0	IF_SB2a_007 断層	64.5
④	IF_SB2a_007 断層以深	EL. -754.7m (GL-957.2m) 【標高差 21.4m】	21.4	EL. -776.1m (GL-982.7m)	22.1

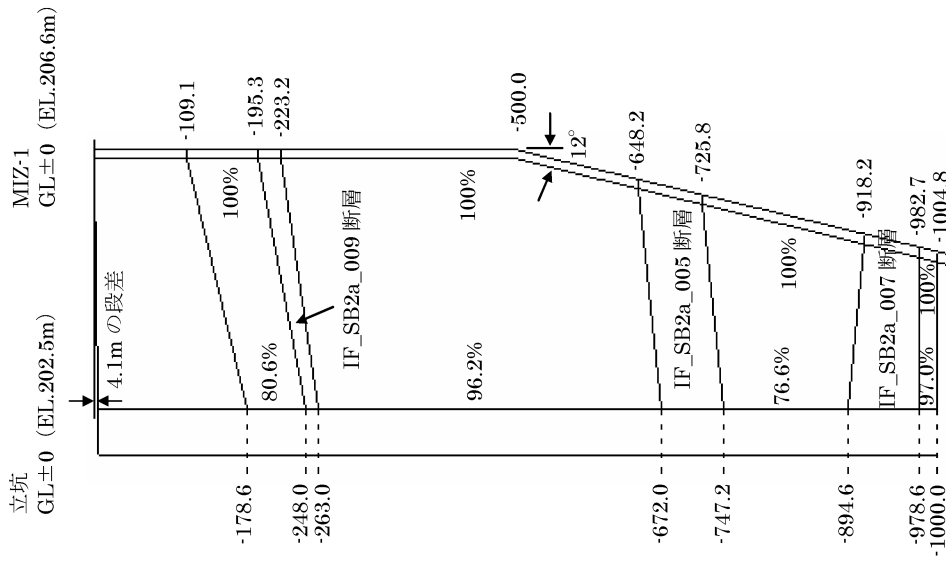


図 3.2.6 立坑と MIZ-1 号孔の位置関係について

3. 2. 3 「岩盤等級」の比較結果

(1) GL. -500m (DH-2 深度) までの岩盤等級比較結果

下図には、GL. -500m までの岩盤等級の比較結果を示す。

図中の GL. -248~263m の区間は堆積岩と花崗岩の地層境界から約 60m 下に低角度亀裂帯が存在していたため C_L 級を想定した。なお、MIZ-1 号孔で確認された断層 IF_SB2a_009 は立坑には現れていない。

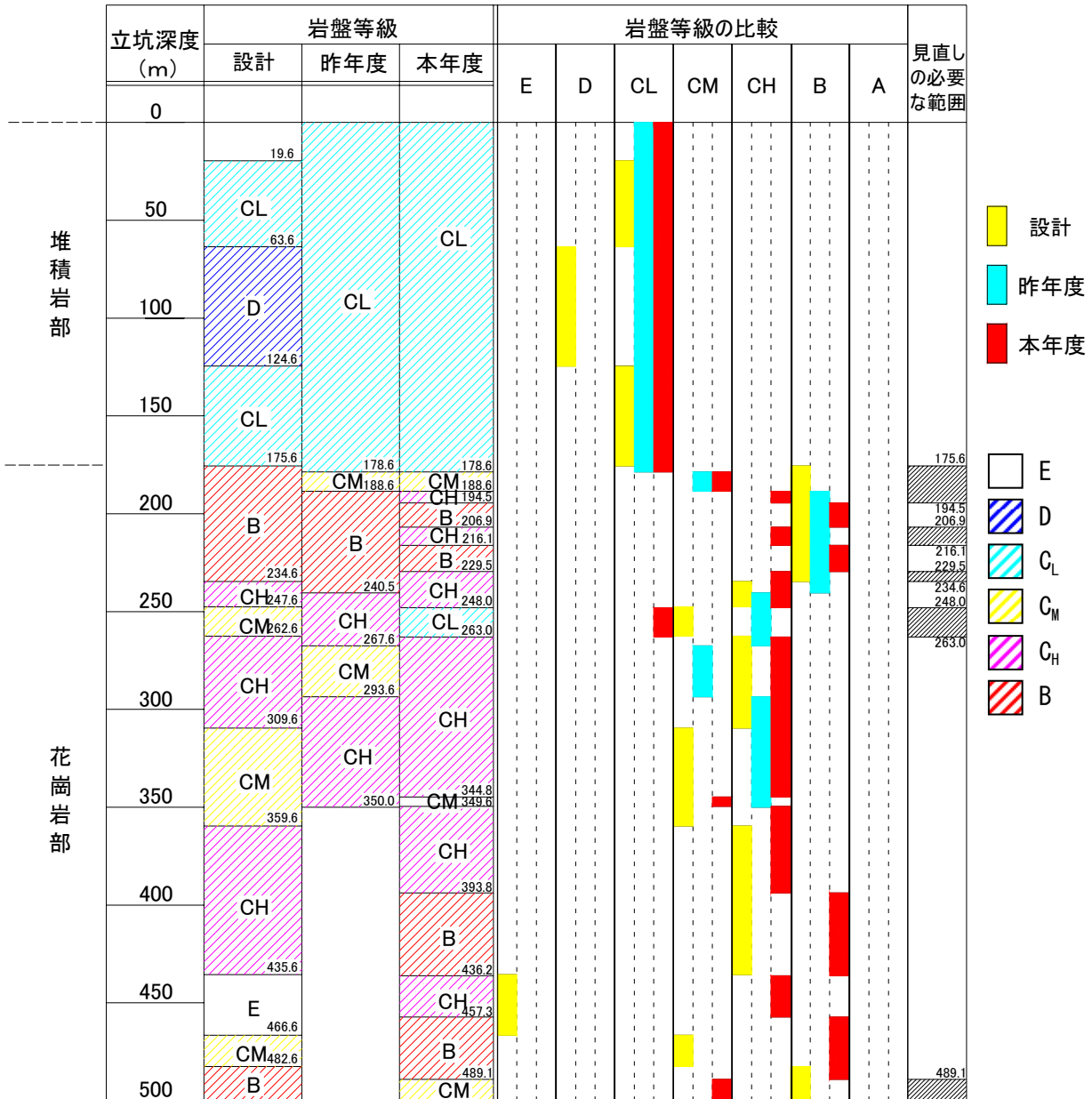


図 3. 2. 7 GL. -500m までの岩盤等級比較結果図¹⁾

(2) GL. -500~-1,000m (MIU-1 深度) までの岩盤等級比較結果

下図には、GL. -500~-1,000m までの岩盤等級の比較結果を示す。

図中の GL. -672~747.2m の区間は IF_SB2a_005 断層が現れるため C_L 級を想定した。また、図中の GL. -894.6~978.6m の区間は、IF_SB2a_007 断層が現れるため C_L 級を想定した。この他の部分については、基本的に C_H~B 級と考えられることから、両者に大きな違いは認められない。

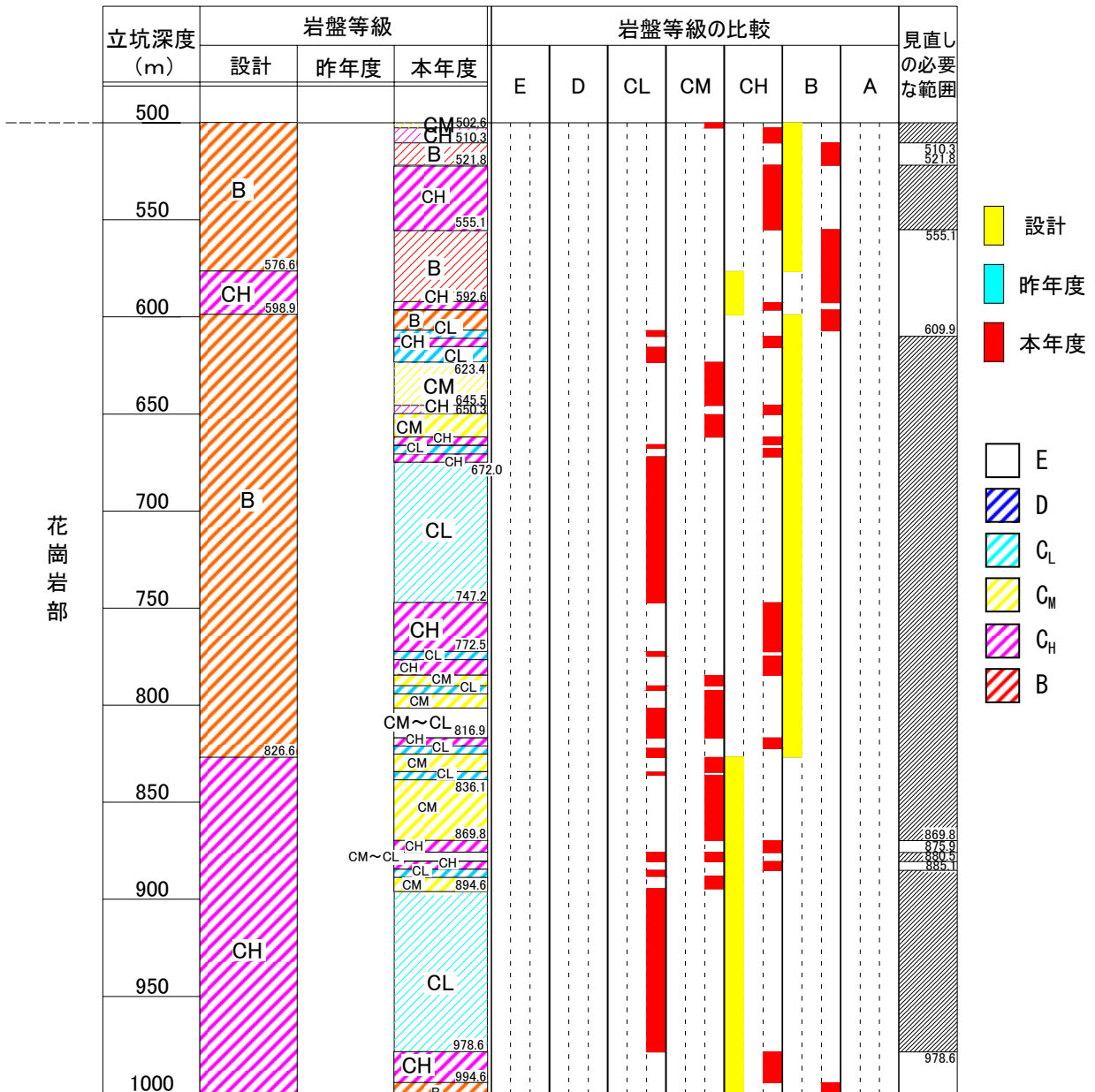


図 3.2.8 GL. -500~GL. -1,000m までの岩盤等級比較結果図¹⁾

3.3 MIZ-1号孔の結果に基づく岩盤物性の設定

3.3.1 MIZ-1号孔における岩盤物性の整理結果

(1) MIZ-1号孔の室内試験結果

①堆積岩部

MIZ-1号孔で実施したC_M級の岩盤試験結果を表3.3.1に示す。なお、限界せん断ひずみは下式により算出した。

$$\gamma_0 = (1 + \nu) \cdot \varepsilon_0$$

$$\varepsilon_0 = qu/E$$

γ_0 : 限界せん断ひずみ

ν : ポアソン比

ε_0 : せん断ひずみ

qu : 一軸圧縮強度

E : 弾性係数

表 3.3.1 MIZ-1号孔に基づく堆積岩部の室内試験結果²⁾

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
C _M	19.1	12.3	4.48	0.29	3.30	24.3	0.28	0.36
C _L ^{*1)}	—	—	—	—	—	—	—	—
D ^{*2)}	—	—	—	—	—	—	—	—

* 1) , 2) C_L級とD級の岩盤試験は実施されていないことから、今回ブランクとした。

②花崗岩部

MIZ-1 号孔で実施した花崗岩部の岩盤試験結果を表 3.3.2 に示す。なお、限界せん断ひずみは①と同様に算出した。

表 3.3.2 MIZ-1 号孔に基づく花崗岩部の室内試験結果²⁾

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
A	26.3	143.00	50.63	0.29	39.70	51.10	0.28	0.36
B	26.2	151.11	48.90	0.27	39.20	52.53	0.30	0.38
C _H	26.3	181.30	55.81	0.27	38.83	52.43	0.32	0.41
C _M	25.9	174.67	53.73	0.18	40.00	49.30	0.32	0.38
C _L	23.4	71.83	20.87	0.24	25.20	30.10	0.34	0.42

(2) 低減率の考え方

今回の解析で使用する岩盤物性値を室内試験結果に基づき設定すると、原位置の試験結果と比較して大きめの評価となる。このため、堆積岩部と花崗岩部では岩盤亀裂を重視した物性設定を考えた。

低減率は、MIZ-1号孔における各岩盤等級の原位置P波検層結果と室内P波検層結果の比率に基づき設定した。設定した結果は、表3.3.3に示す。なお、原位置P波検層結果は各岩盤等級の平均値とし、室内P波検層も各岩盤等級の平均値を用いた。補正対象は、ヤング率と粘着力を考え、次式により計算を行った。

$$E_{\text{補正}} = E_0 \times (V_P^{\text{原位置平均}} \div V_P^{\text{室内平均}})^2$$

$$c_{\text{補正}} = c_0 \times (V_P^{\text{原位置平均}} \div V_P^{\text{室内平均}})^2$$

表 3.3.3 室内試験結果からの低減率の設定²⁾

岩盤等級		$V_P^{\text{原位置平均}}$	$V_P^{\text{室内平均}}$	室内試験結果からの低減率	適用範囲
堆積岩部	C_M	2.23	2.39	0.87	<ul style="list-style-type: none"> ・ 50%接線ヤング率 ・ 粘着力
花崗岩部	A	5.30	5.19	1.00*	
	B	5.32	5.12	1.00*	
	C_H	5.31	5.65	0.88	
	C_M	5.12	5.28	0.94	
	C_L	4.14	3.92	1.00*	

*) $V_P^{\text{原位置平均}} \div V_P^{\text{室内平均}}$ の値が1.0以上となる場合には、低減率を1.0と仮定した。

(3) 岩盤物性の設定

① 堆積岩部

設計では、第二立坑の事前調査ボーリングコアの物性とボーリング孔 BP-4~6 にて実施された岩石試験の結果を使用している。

解析に用いる岩盤物性値については、実際の挙動を予測するためにできるだけ近い実測値を参照する必要があるが、今回の MIZ-1 号孔がそれに相当する。

この結果、今回使用する解析用物性値は表 3.3.4 に示す値を用いた。下記に、設定理由を示す。

- ・ MIZ-1 号孔で実施された C_M 級の岩盤試験結果から、50%接線ヤング率 (E_{50}) と粘着力 (c) は低減率を考慮した。
- ・ H15 年度「予備解析」時に用いた C_L 級及び D 級の設定値は、MIZ-1 号孔の試験結果と同等と考えられ、今回の解析用物性値として妥当と考えた。
- ・ C_L 級及び D 級の設定値についても C_M 級の岩盤試験結果から得られた低減率を考慮した。

表 3.3.4 堆積岩部の解析用物性値²⁾

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ϵ_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
C_M 低減率=0.87	19.1	12.3	3.90	0.29	2.87	24.3	0.32	0.41
C_L 低減率=0.87	19.5	6.7	1.65	0.30	1.90	18.8	0.41	0.53
D 低減率=0.87	19.5	4.4	0.75	0.30	1.02	18.8	0.59	0.77

注) 表中の網かけの数値は、平均値に対して表 3.3.3 に示す低減率を掛けたもの

また、それぞれのデータを岩盤等級毎に整理した結果と今回の解析用設定値を図 3.3.1 に示すが、下記のことが分かる。

- ・ 見かけ比重およびポアソン比については、岩盤等級による差がほとんどなかった。
- ・ 一軸圧縮強度のデータは、 C_M 級の平均値が C_L 級の最大値付近に分布していることから、岩盤等級による差異が大きいといえる。
- ・ 粘着力と 50%接線ヤング率についても、一軸圧縮強度と同様な傾向を示した。
- ・ 内部摩擦角は、同一の岩盤等級においてもバラツキが大きくなる。
- ・ D 級の岩盤物性のうち、単位体積重量、ポアソン比、内部摩擦角については、岩盤等級による差異が少ないものと考え、 C_L 級の平均値を採用した。
- ・ 一軸圧縮強度、粘着力、50%接線ヤング率については、 C_M 級～ C_L 級～D 級の差異が確認できたため、岩盤等級毎に設定した。

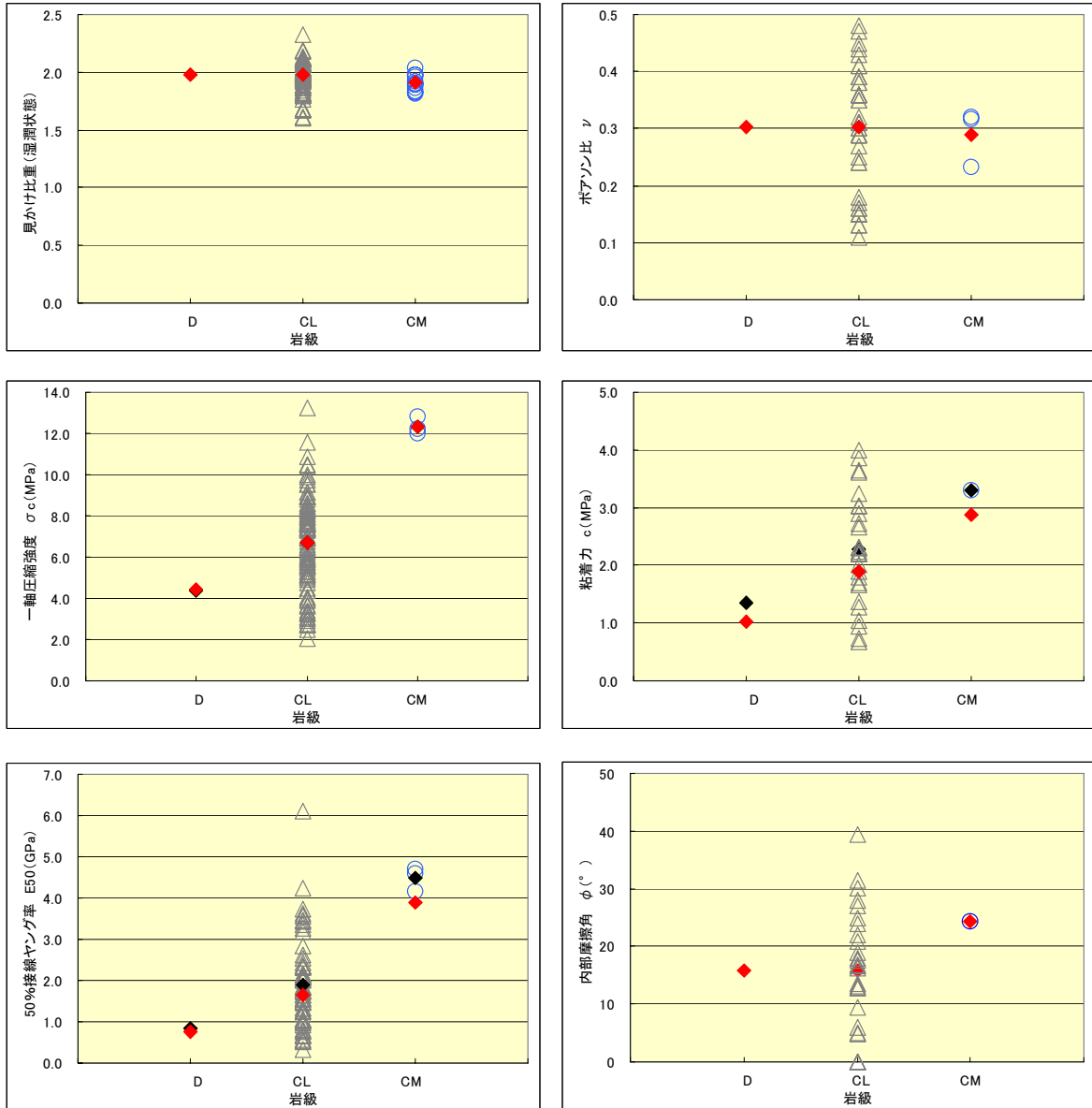
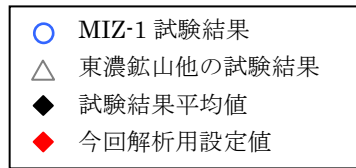


図 3.3.1 岩盤等級毎の堆積岩の試験結果と平均値の比較²⁾

②花崗岩部

花崗岩部では、GL. -200m~1,000m 程度の範囲で C_L 級、 C_M 級、 C_H 級、B 級、A 級の 5 種類が得られている。図 3.3.2~3 では、今回の MIZ-1 号孔で実施された花崗岩の岩盤試験結果を深度毎に整理した結果と岩盤等級毎に整理した結果を示す。

なお、岩盤等級毎に整理した結果に対して、低減率を考慮した場合の結果を表 3.3.5 および図 3.3.3 に示す。これより、下記のことが分かる。

- ・ 深度毎に整理した結果から、深度依存を示す物性は認められない。
- ・ 見掛け比重（乾燥状態）が、 C_L 級の場合に小さくなっている。なお、 C_M 級以上では、ほぼ 26.0kN/m^3 程度である。
- ・ ポアソン比については、岩盤等級による違いも見られるが $0.2\sim 0.3$ の範囲に分布している。
- ・ 一軸圧縮強度のデータは、 C_M 級以上の岩級で顕著な差が見られない。ただし、 C_L 級の場合に C_M 級の半分程度となるため、岩盤等級による差異を考えることが妥当といえる。
- ・ 粘着力、内部摩擦角、50%接線ヤング率についても、一軸圧縮強度と同様な傾向が見られており、 C_L 級は個別に設定する必要があることを示した。

表 3.3.5 花崗岩部の解析用物性値

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m^3)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	限界ひずみ ϵ_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
A 低減率=1.00	26.3	143.00	50.6	0.29	39.7	51.10	0.28	0.36
B 低減率=1.00	26.2	151.11	50.3	0.27	39.2	52.53	0.30	0.38
C_H 低減率=0.88	26.3	181.30	49.3	0.27	34.3	52.43	0.37	0.47
C_M 低減率=0.94	25.9	174.67	50.5	0.18	37.6	49.30	0.35	0.41
C_L 低減率=1.00	23.4	71.83	20.9	0.24	25.2	30.10	0.34	0.43

注) 表中の網かけの数値は、平均値に対して表 3.3.3 に示す低減率を掛けたもの

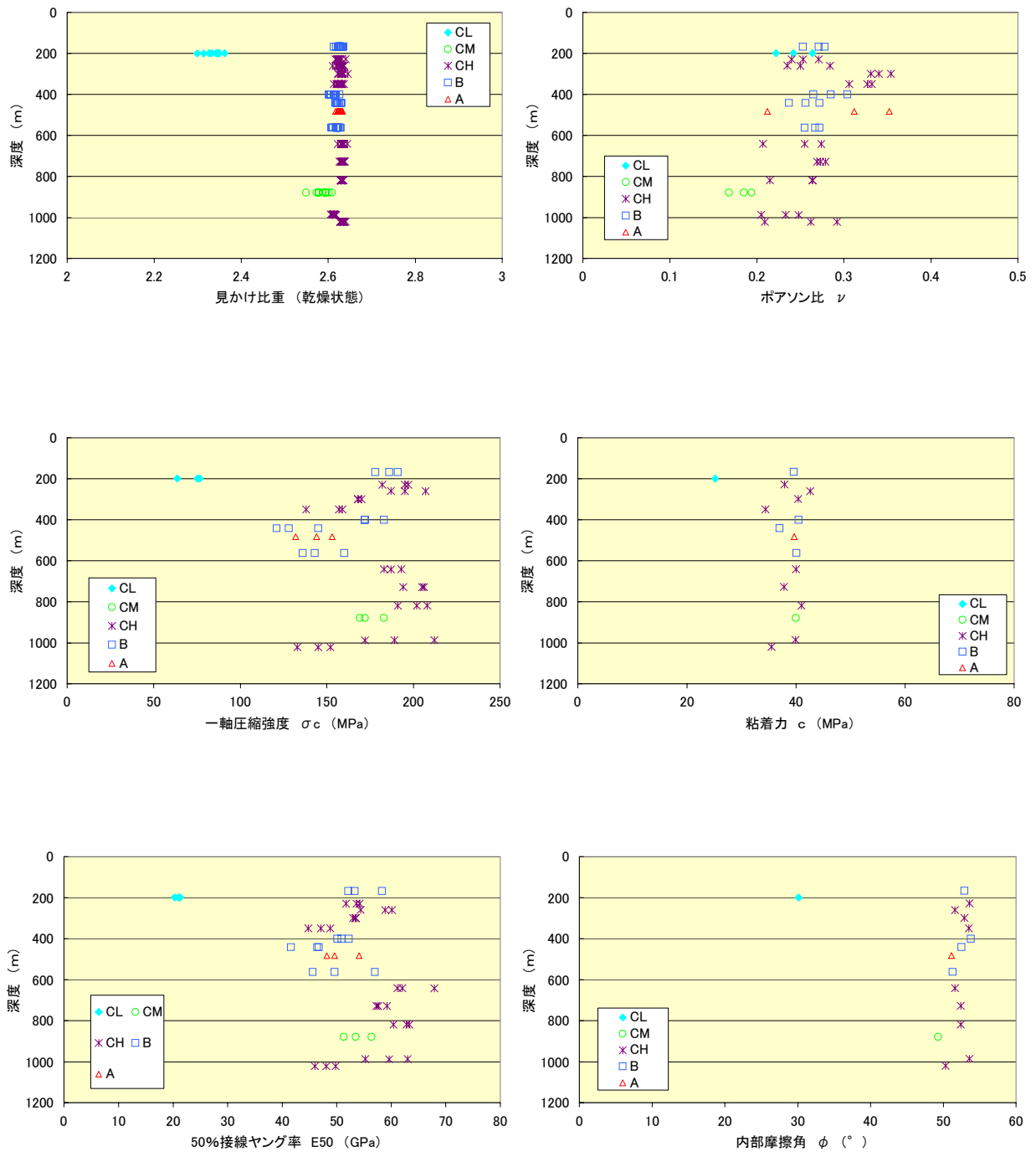


図 3.3.2 MIZ-1 号孔で実施された花崗岩の岩盤試験結果を深度毎に整理した結果²⁾

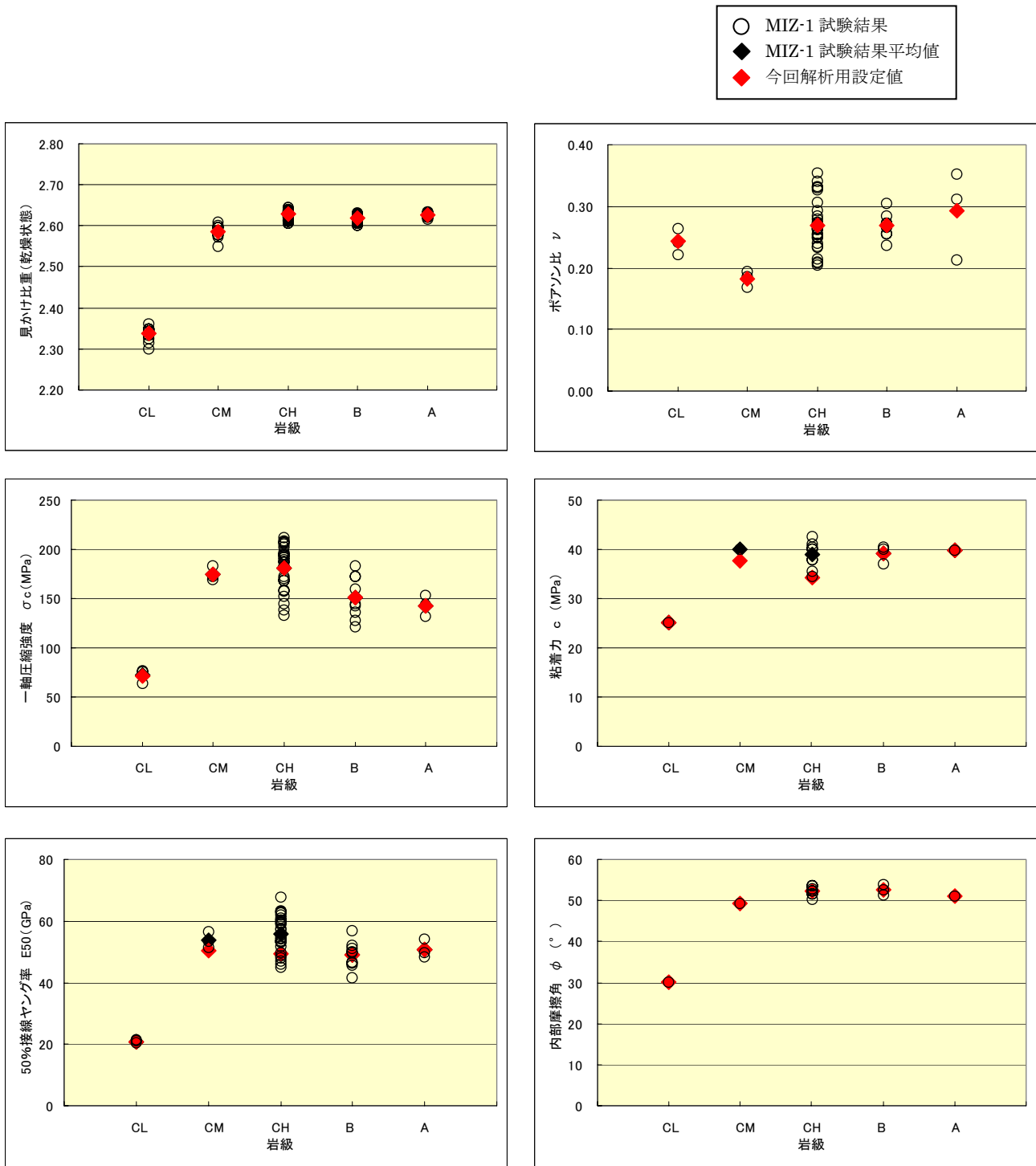


図 3.3.3 MIZ-1 号孔で実施された花崗岩の岩盤試験結果を岩盤等級毎に整理した結果²⁾

3.3.2 「岩盤物性」の比較結果

(1) 堆積岩部の岩盤物性比較結果

ここでは、堆積岩部の岩盤試験結果から、設計、H15年度「予備解析」と今回の解析用設定値の比較を行った。これより、どのような岩盤等級を対象にした場合に前回と解析結果が異なるかを確認した。

3つの解析時において、堆積岩の物性をどのように設定しているかを示したのが表 3.3.6～3.3.8 である。また、3つの解析時の各物性値においてどの程度違いがあるかを見るために比較しているのが、図 3.3.4 である。以下に比較結果を示す。

①見かけ比重

既往のデータと MIZ-1 号孔からの評価結果を比べると、見かけ比重の岩盤等級による違いは、堆積岩ではほとんど見られない。

②一軸圧縮強度

一軸圧縮強度は、岩盤等級による違いが大きい。D 級の場合には試験データの数が少ないため、差異が大きくなると考えられる。

③50%接線ヤング率

今回の解析においては、50%接線ヤング率を原位置 P 波検層結果と室内 P 波検層結果の比率に基づき設定している。この結果、既往のデータと MIZ-1 号孔からの評価結果を比較すると、MIZ-1 号孔からの評価結果が安全側となる。

④ポアソン比

ポアソン比は、岩盤等級による差が小さい。しかし、極端に一軸圧縮強度が小さくなると、ポアソン比は大きくなる。

⑤粘着力

今回の解析においては、粘着力を原位置 P 波検層結果と室内 P 波検層結果の比率に基づき設定している。この結果、既往のデータと MIZ-1 号孔からの評価結果を比較すると、MIZ-1 号孔からの評価結果が安全側となる。

⑥内部摩擦角

内部摩擦角は、岩盤等級による違いが大きいと考えられるが、 C_L 級以下では同じ値を設定した。

⑦限界せん断ひずみ

限界せん断ひずみは、岩盤等級による差が大きいと考えられる。今回の解析に用いる値は岩盤等級が軟らかく評価されると大きくなることから、既存のデータと同様な傾向が見られている。

表 3.3.6 堆積岩部の物性値の設計時設定結果¹⁾

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
C _M	—	—	—	—	—	—	—	—
C _L	—	6.40	2.15	0.31	2.10	23.5	0.30	0.39
D	—	1.37	0.63	0.38	0.45	21.5	0.22	0.30

表 3.3.7 H15 年度「予備解析」 堆積岩部の物性値の設定結果¹⁾

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
C _M	—	—	—	—	—	—	—	—
C _L (平均)	19.5	6.70	1.90	0.30	2.18	18.8	0.35	0.46
D (-1 σ)	19.5	4.40	0.86	0.30	1.17	18.8	0.51	0.66

表 3.3.8 H16 年度「予備解析」 堆積岩部の物性値の設定結果

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
C _M 低減率=0.87	19.1	12.3	3.90	0.29	2.87	24.3	0.32	0.41
C _L 低減率=0.87	19.5	6.70	1.65	0.30	1.90	18.8	0.41	0.53
D 低減率=0.87	19.5	4.40	0.75	0.30	1.02	18.8	0.59	0.77

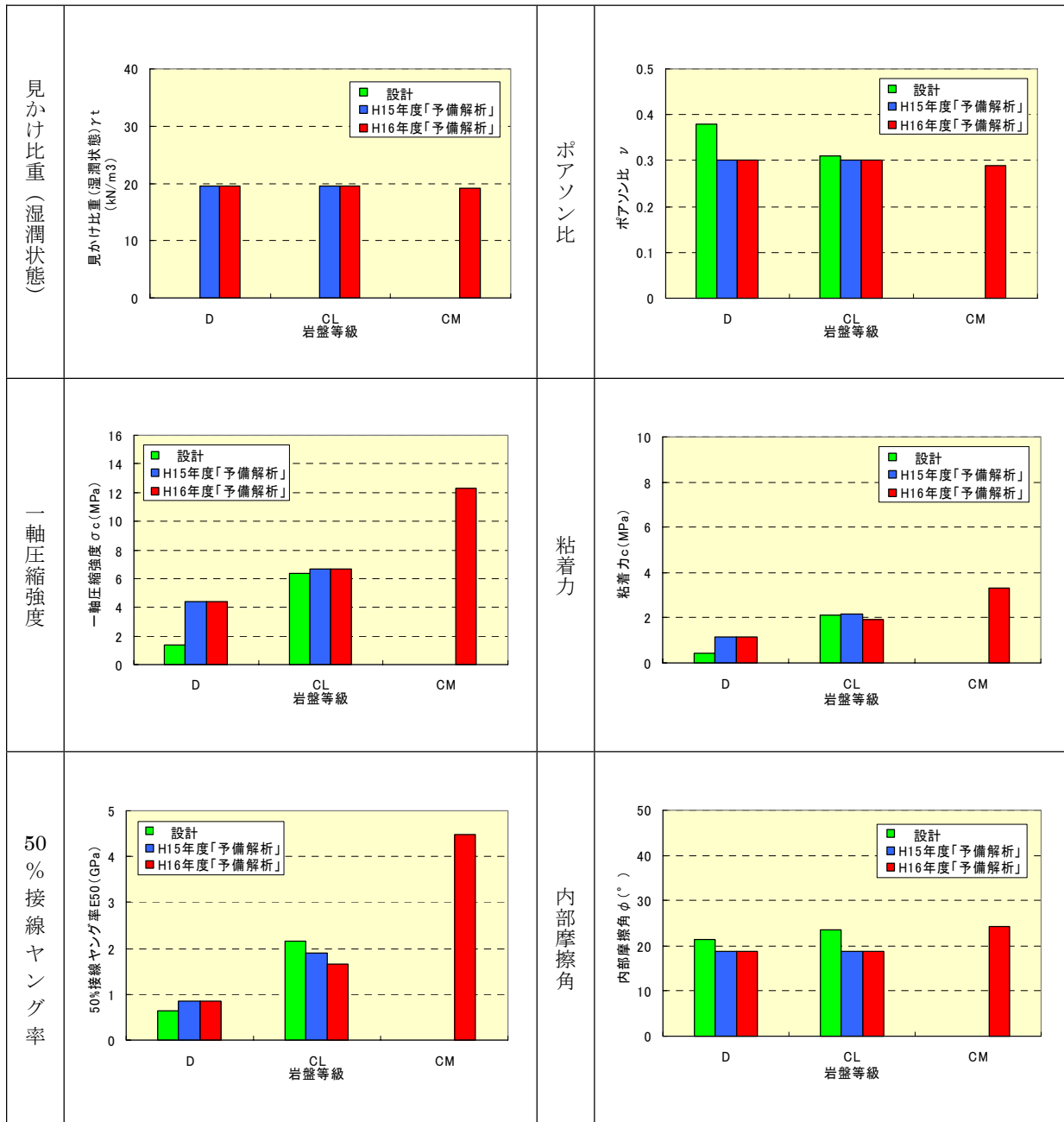


図 3.3.4 堆積岩部における岩盤試験の比較結果¹⁾

(2) 花崗岩部の岩盤物性比較結果

ここでは、堆積岩部と同様に花崗岩部の岩盤試験結果から、設計、H15年度「予備解析」と今回の解析用設定値の比較を行った。これより、どのような岩盤等級を対象にした場合に前回と解析結果が異なるかを確認した。

3つの解析時において、花崗岩の物性をどのように設定しているかを示したのが表 3.3.9～3.3.11 である。3つの解析時の各物性値においてどの程度違いがあるかを見るために比較しているのが、図 3.3.5 である。以下に比較結果を示す。

①見かけ比重

MIZ-1 号孔からの評価結果では、見かけ比重の岩盤等級による違いは、 C_M 級以上が比較的大きく、 C_L 級の花崗岩との違いが大きい。

②一軸圧縮強度

一軸圧縮強度は、見かけ比重と同様に C_L 級と C_M 級以上岩盤等級による違いが大きい。しかし、 C_M 級以上の場合には差異が少ないと考えられる。

③50%接線ヤング率

今回の解析においては、50%接線ヤング率を原位置 P 波検層結果と室内 P 波検層結果の比率に基づき設定している。しかし、既往のデータと MIZ-1 号孔からの評価結果を比較すると、MIZ-1 号孔からの評価結果が大きい値となる。

④ポアソン比

ポアソン比は、岩盤等級による差が小さい。花崗岩ではほぼ 0.3 以下と考えられる。

⑤粘着力

今回の解析においては、粘着力を原位置 P 波検層結果と室内 P 波検層結果の比率に基づき設定している。しかし、既往のデータと MIZ-1 号孔からの評価結果を比較すると、MIZ-1 号孔からの評価結果が大きい値となる。

⑥内部摩擦角

内部摩擦角は、岩盤等級による違いが大きいと考えられるが、 C_M 級以上ではほぼ同じと考えられる。

⑦限界せん断ひずみ

限界せん断ひずみは、岩盤等級による差が大きいと考えられる。今回の解析においても岩盤等級が軟らかく評価されると大きくなることが確認できた。

表 3.3.9 花崗岩部の物性値の設計時設定結果¹⁾

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
A	—	—	—	—	—	—	—	—
B (平均)	26.0	116.4	35.6	0.35	18.9	53.9	0.33	0.44
C_H (-1σ)	26.0	89.7	30.1	0.35	14.6	53.9	0.3	0.40
C_M (-2σ)	26.0	63.1	24.5	0.35	10.3	53.9	0.26	0.35
C_L	—	—	—	—	—	—	—	—

表 3.3.10 H15 年度「予備解析」 花崗岩部の物性値の設定結果¹⁾

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
A	—	—	—	—	—	—	—	—
B (平均)	26.0	116.4	35.6	0.35	18.9	53.9	0.33	0.40
C_H (-1σ)	26.0	89.7	30.1	0.35	14.6	53.9	0.3	0.40
C_M (-2σ)	26.0	63.1	24.5	0.35	10.3	53.9	0.26	0.40
C_L	—	—	—	—	—	—	—	—

表 3.3.11 H16 年度「予備解析」 花崗岩部の物性値の設定結果

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線 ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0 (%)	限界せん断 ひずみ γ_0 (%)
A 低減率=1.00	26.3	143.00	50.6	0.29	39.7	51.10	0.28	0.36
B 低減率=1.00	26.2	151.11	50.3	0.27	39.2	52.53	0.30	0.38
C_H 低減率=0.88	26.3	181.30	49.3	0.27	34.3	52.43	0.37	0.47
C_M 低減率=0.94	25.9	174.67	50.5	0.18	37.6	49.30	0.35	0.41
C_L 低減率=1.00	23.4	71.83	20.9	0.24	25.2	30.10	0.34	0.43

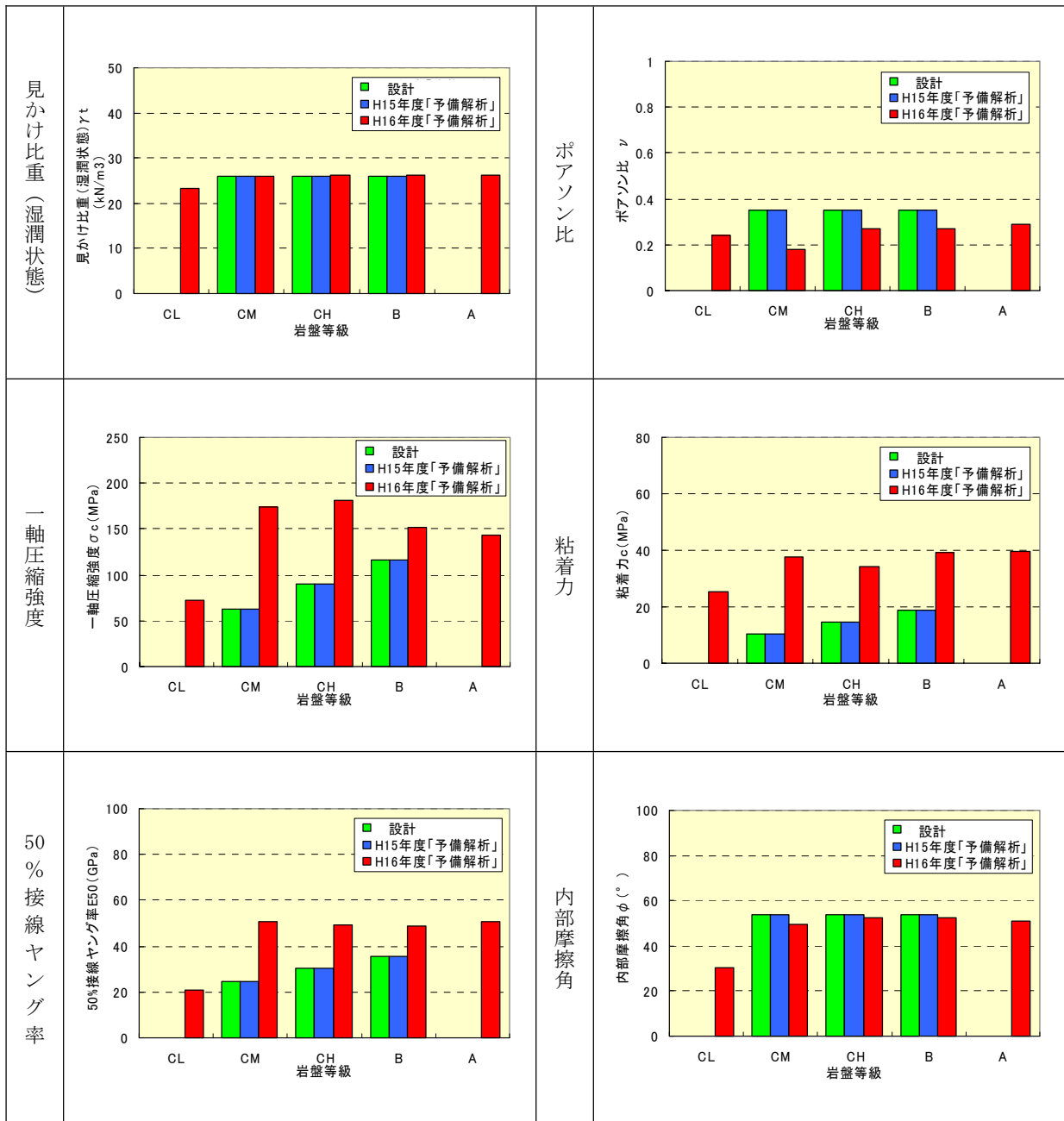


図 3.3.5 花崗岩部における岩盤試験の比較結果¹⁾

3.4 MIZ-1号孔の結果に基づく初期地圧の設定

(1) 水圧破碎試験結果

初期応力状態の入力データは MIZ-1 号孔における水圧破碎試験結果のデータを用いた (図 3.4.1 参照)。

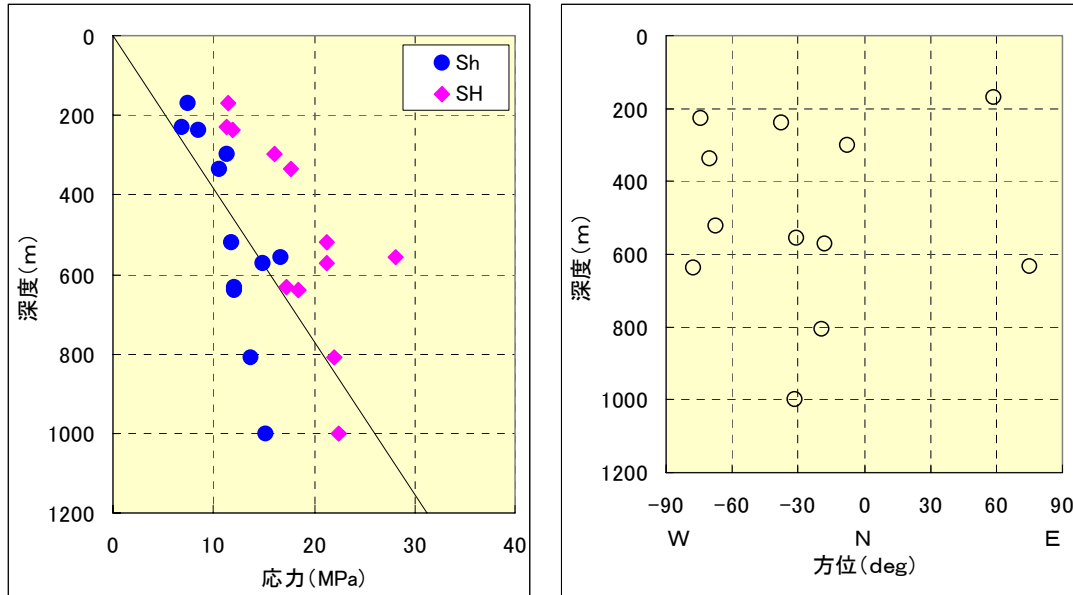


図 3.4.1 MIZ-1 号孔における最小水平応力 S_h 、最大水平応力 S_H および最大水平応力の方位 ψ と測定深度の関係

(2) 試験結果の回帰方法

深度 600m までの地圧は直線的に分布していることから、図 3.4.2 では最小水平応力と最大水平応力について、直線回帰により 2 つの深度において推定した。この結果、深度 0.0~600m までは $\sigma_v : \sigma_{min} : \sigma_{max} = 1.0 : 1.2 : 1.9$ となり、深度 600~1,000m までは $\sigma_v : \sigma_{min} : \sigma_{max} = 1.0 : 0.65 : 1.0$ となる。

また、最大水平応力 S_H の方位は、真北から西へ 30° の方向と西へ 70° の方向付近に多く分布しているが、特異な点を除いて直線回帰した結果は、図 3.4.3 に示すとおりである。この結果、分布傾向から西へ 45° の方向を代表的な方位と考えた。この理由を下記に示す。

- ・ 試験結果が比較的浅いところから、深いところまで広範囲に得られている。
- ・ MIZ-1 号孔の地圧測定結果と既往の結果を比較した結果、ほぼ今回の計測結果と良い整合を示している。

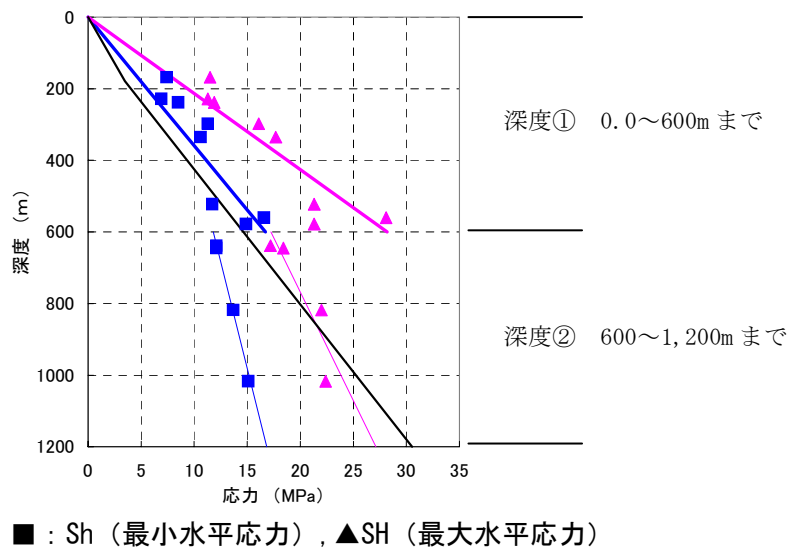


図 3.4.2 深度 1,000m までの最小水平応力 S_h と最大水平応力 S_H の直線回帰結果

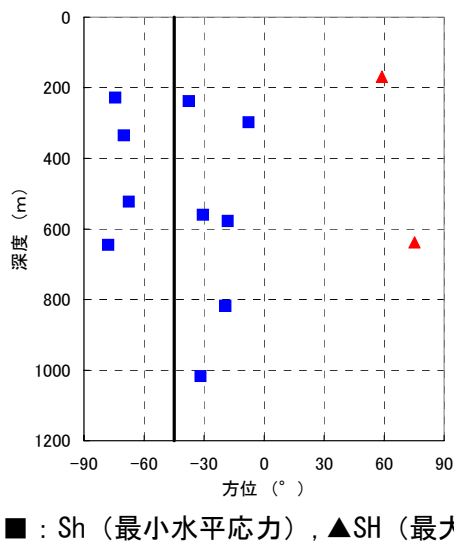


図 3.4.3 深度 1,000m までの最大水平応力 S_H の方位の直線回帰結果

MIZ - 1 号孔における水圧破碎試験は、瑞浪層群では実施されておらず、全て土岐花崗岩において実施されている。なお、図 3.4.4 に示すように MIZ - 1 号孔では3つの深度において断層と交差している。

- IF_SB2a_009 断層 (深度 195.27~223.16m)
- IF_SB2a_005 断層 (深度 648.2~725.8m)
- FF_SB2a_007 断層 (深度 918.2~982.7m)

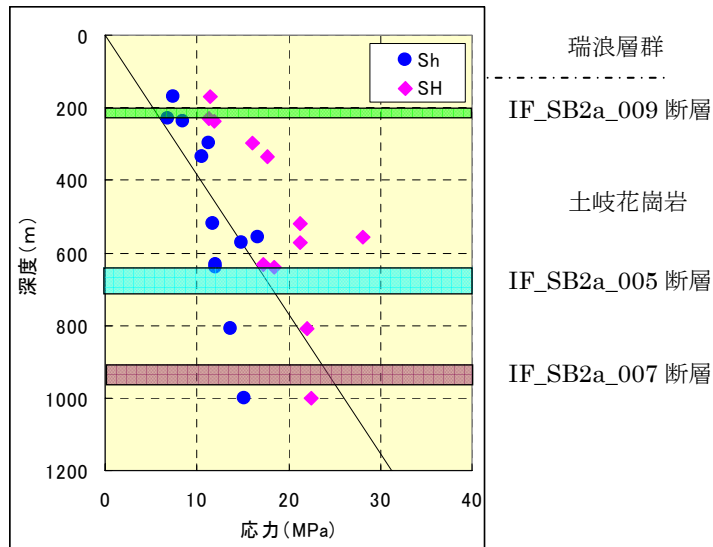


図 3.4.4 水平応力と測定深度、断層位置との関係図

(3) 深度 1,000m までの地圧の設定 (回帰結果と計測値)

(2) で示した回帰式を用いて最大主応力, 最小主応力を設定した。この結果を、表 3.4.1 に示す。計測ポイントとなっている深度 300m と 1,000m では計測値を採用した。また、角度については、特に計測値を採用しても問題ないと考えられるが、水平坑道との位置関係から立坑により大きな負担がかかるような方向を作用させることを基本的に考えることとするため、回帰値を採用した。

表 3.4.1 深度 1,000m までの初期応力の設定結果

	測定深度 (m)	最小水平応力 (Mpa)	最大水平応力 (MPa)	θ ($^{\circ}$)	σ_z (MPa)	K1 (σ_1/σ_z)	K2 (σ_3/σ_z)
初期応力	75 (回帰値)	2.09	3.52	-45.0	1.46	1.43	2.41
	100.0 (回帰値)	2.79	4.69	-45.0	1.95	1.43	2.41
	175.0 (回帰値)	4.87	8.22	-45.0	3.41	1.43	2.41
	260.0 (回帰値)	7.24	12.21	-45.0	5.57	1.30	2.19
	300.0 (計測値)	11.3	16.1	-45.0	7.75	1.47	2.07
	745.0 (回帰値)	13.03	19.60	-45.0	17.98	0.72	1.09
	975.0 (回帰値)	14.95	23.40	-45.0	23.87	0.63	0.98
	1000.0 (計測値)	14.60	22.20	-45.0	25.60	0.87	0.57

3.5 修正解析が必要な断面位置の決定

(1) 堆積岩部の解析断面位置

堆積岩部は、全層 C_L 級の評価となるため、今回設定した C_M 級の評価結果は使用しない。
 今回の「岩盤等級評価」及び「岩盤試験結果」から、GL. -100m 地点と最深部 (GL. -175m 地点) を解析対象とした。堆積岩部の解析断面位置における岩盤等級の想定を表 3.5.1 に示す。

表 3.5.1 堆積岩部の解析断面位置における岩盤等級の想定¹⁾

立坑深度 (m)	岩盤等級		
	設計	昨年度 (予備解析)	本年度
100	D 級	C _L 級	C _L 級
175	C _L 級	C _L 級	C _L 級

(2) 花崗岩部の解析断面位置

花崗岩部の解析断面位置は、3章で示した地質断面図の作成結果（図 3.2.1）及び、MIZ-1号孔における解析モデル用柱状図の作成結果（図 3.2.2）に基づいて決定した。

下記に基本的な考え方を示す。

- 花崗岩部については、 C_M 級以上と評価している部分を修正解析で取扱うことも考えられるが、断層の出現により C_L 級と判断される位置を中心に断面をピックアップした。
- 3本の大きな断層と交差しているため、この範囲は C_L 級の岩盤等級の評価を与え、解析対象として考える必要がある。
- C_M 級以上の岩盤等級を評価している範囲では、強度等が実施設計時を上回っているため、支保工の見直しは必要ないものと考えているが、最深部で見直しの必要性の確認を行う。

今回の「岩盤等級評価」及び「岩盤試験結果」から、GL. -248.0～-263.0m 地点、GL. -672.0～-747.2m 地点、GL. -894.6～-978.6m 地点と最深部（GL. -1,000m 地点）を解析対象とした。花崗岩部の解析断面位置における岩盤等級の想定を表 3.5.2 に示す。

表 3.5.2 花崗岩部の解析断面位置における岩盤等級の想定¹⁾

立坑深度 (GL. - m)	岩盤等級		
	設計	昨年度 (予備解析)	本年度
248.0～263.0	C_M 級	C_H 級	C_L 級
672.0～747.2	B級	無し	C_L 級
894.6～978.6	C_H 級	無し	C_L 級
1,000	C_H 級	無し	C_H 級

3. 6 NATM 工法とショートステップ工法の応力解放率の決定

(1) 応力解放率の設定案

二次元解析法では、下図に示すような切羽の進行と内空変位の発生割合の関係を仮定する必要がある。なお、図 3.6.1 における縦軸の変化は、切羽存在の影響がない時の解析（二次元平面ひずみモデル）において素掘りによる円形トンネルが掘削された時の内空変位を 100% として正規化したものである。また、横軸は、切羽と解析対象断面の距離を示している。

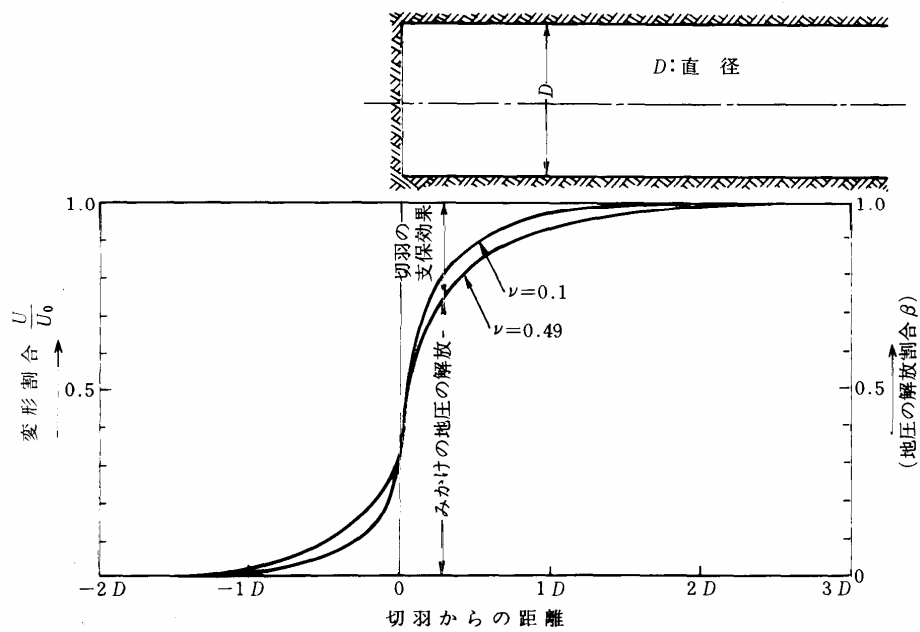


図 3.6.1 トンネル切羽近傍の内空変位の変化³⁾

(2) 既往のデータとの比較

図 3.6.2 では平成 15 年度の「瑞浪超深地層研究所研究坑道その 1 工事 予備解析」の軸対称解析結果を図 3.6.1 に重ね合わせており、図から下端部の結果と良い整合を示すことが分かる。線形解析では、荷重と変位が比例関係にあるため、内空変位の割合は地圧の解放の割合と見なすことが出来る。この結果、ショートステップ工法では、切羽からの離が 2.6m 程度 (0.4D) となることから、80%の応力解放率が妥当であると考えられる。また、NATM 工法では、切羽からの離が 1.3m 以内 (0.2D) と予想されることから、60%の応力解放率が妥当と判断した。

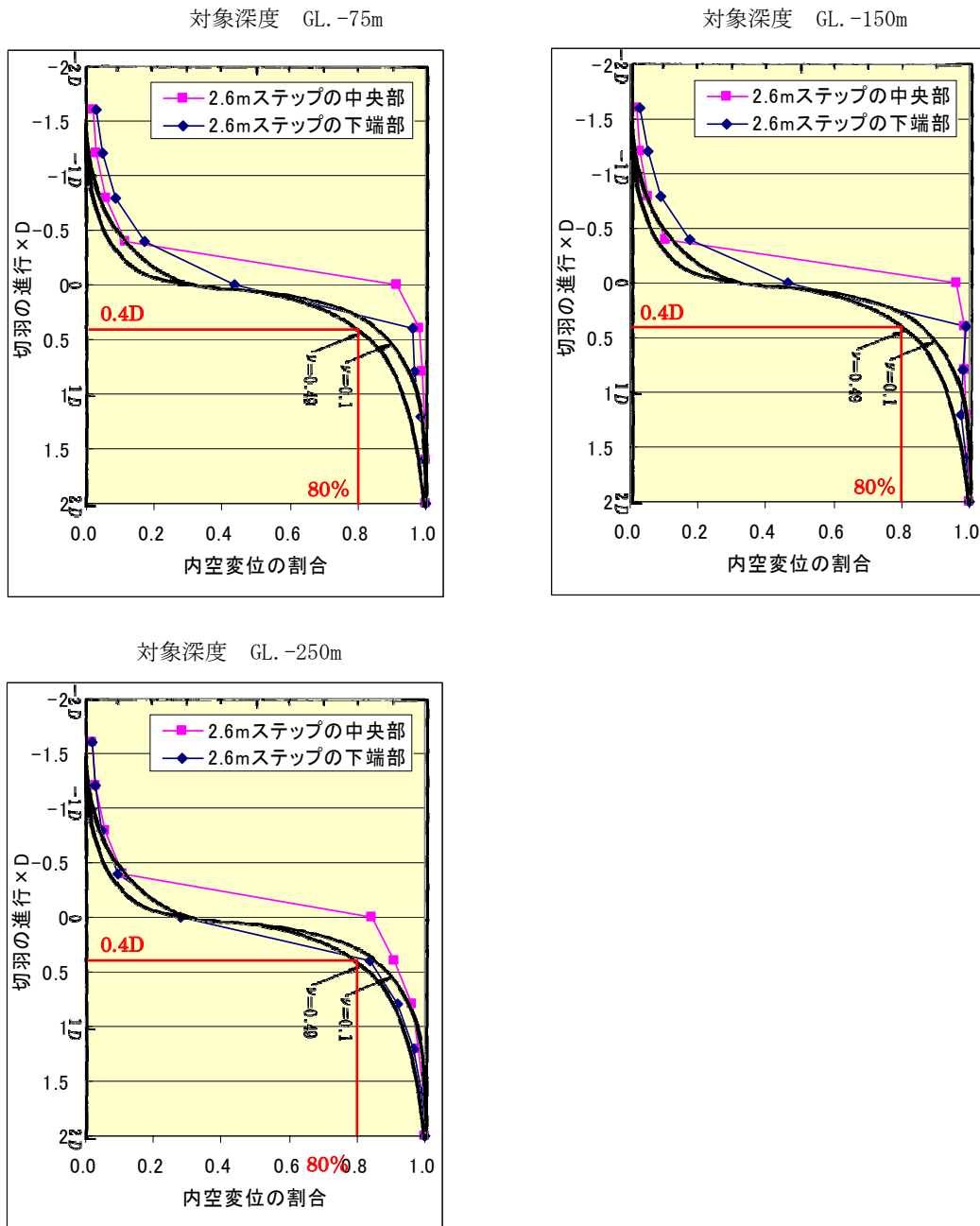


図 3.6.2 平成 15 年度の解析結果とトンネル切羽近傍の内空変位の変化との比較¹⁾

3. 7 修正解析

3. 7. 1 修正解析のモデルと解析条件

(1) 立坑のモデル

立坑の修正解析は、図 3. 7. 1 に示すモデルを用いて行った。解析領域は既往の解析事例をもとに掘削径の 10 倍以上として幅 100m×50m の対称モデルとした。

初期地圧は図に示すように、Y 軸と X 軸方向にそれぞれ最大主応力と最小主応力を与えた。

支保工のモデル化の対象は、覆工コンクリート、鋼製支保工とした。このため、鋼製支保工は、覆工コンクリートと岩盤の境界にビーム要素としてモデル化した。また、本解析では、支保工の妥当性検討を中心に行うため、掘削時に発破による損傷領域を考慮し、掘削後の変形係数は 1/4 の値を用いた。

解析においては、塑性領域を考慮した解析を行うため弾塑性解析を行った。このとき、限界せん断ひずみを越えた要素に対しては、耐荷力を失った状態（塑性領域）にあるものとして剛性を 1/100 に落とし、ポアソン比は 0.49 としている。

なお、塑性領域の判定は、3 章に示した限界せん断ひずみにより判定した。

また、二次元解析であることから、掘削時（ショートステップ工法）の応力解放率は、「3. 6 NATM 工法とショートステップ工法の応力解放率の決定」で設定しているように切羽の影響を考慮し、0.8 を用いた。

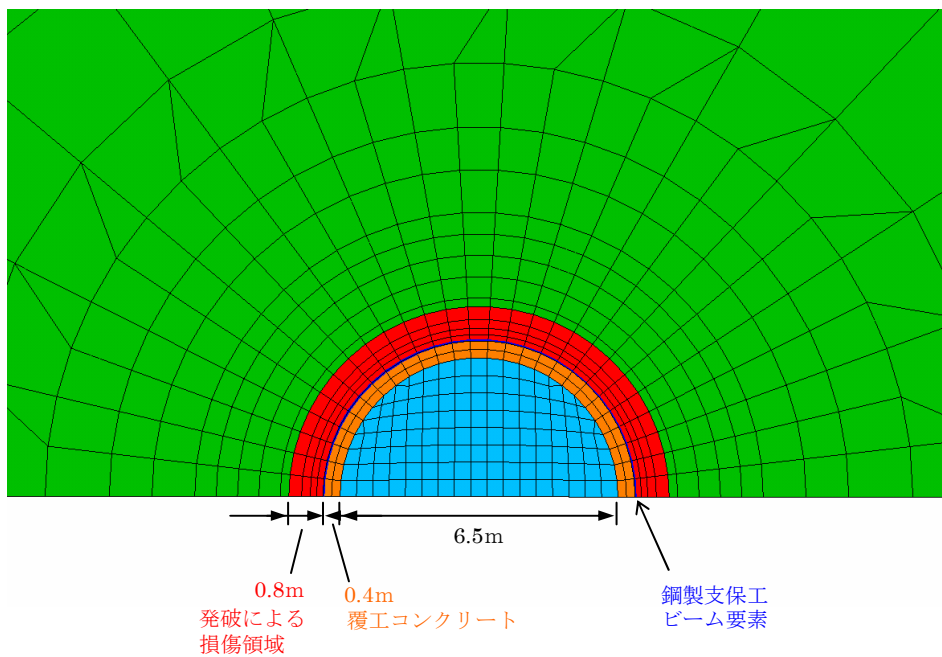
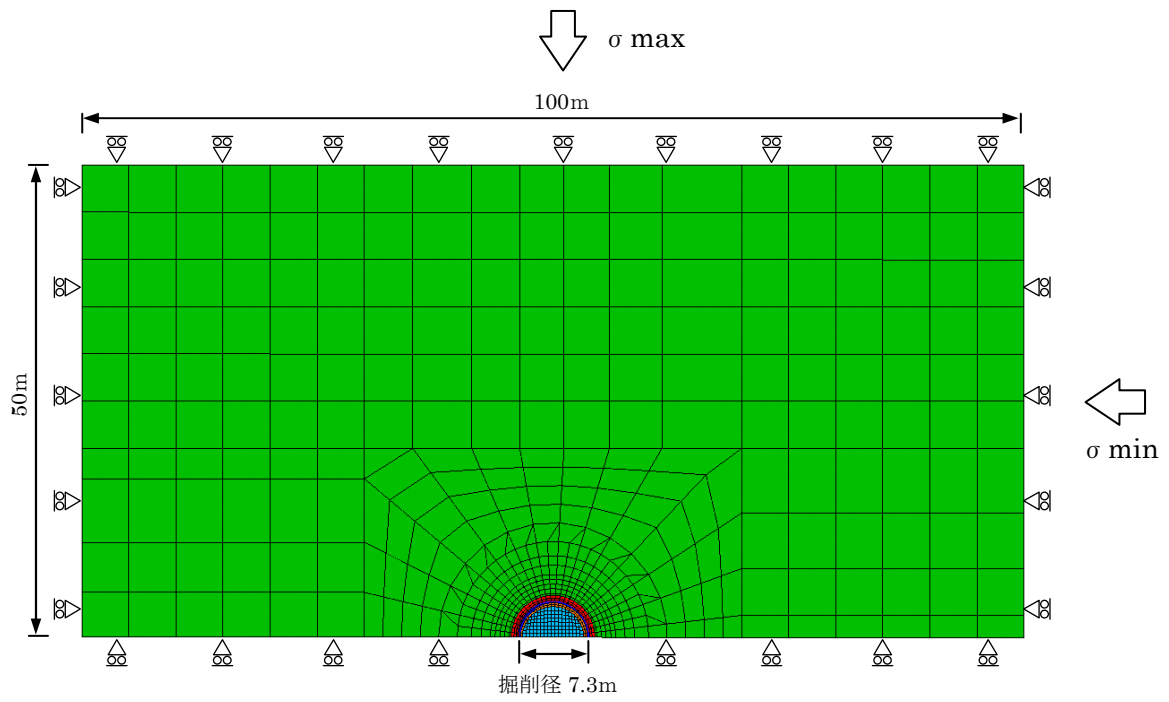


図 3.7.1 立坑解析メッシュ図

(2) 水平坑道のモデル

水平坑道の修正解析は、図 3.7.2 に示すモデルを用いて行った。解析領域は、立坑と同様に既往の解析事例をもとに掘削径の 10 倍以上として、幅 50m、高さ 50m とした。

この図に示す σ_z は鉛直応力を示し、水平方向の地圧は最大主応力と最小主応力の 2 種類を設定した。支保工のモデル化の対象は、吹付けコンクリート、ロックボルトとした。今回、吹付けコンクリートは 5cm 程度と薄いことからビーム要素としてモデル化し、ロックボルトは中間の節点を平面ひずみ要素と共有しないバー要素でモデル化した。これは、ロックボルトをモデル化する場合に発生応力が集中することを避けることと、曲げの影響をなくすことを考えたためである。また、本解析では、立坑と同様に支保工の妥当性検討を中心に行うため、掘削時に発破による損傷領域を考慮し、掘削後の変形係数は 1/4 の値を用いた。

解析においては、塑性領域を考慮した解析を行うため弾塑性解析を行った。このとき、限界せん断ひずみを越えた要素に対しては、耐荷力を失った状態（塑性領域）にあるものとして剛性を 1/100 に落とし、ポアソン比は 0.49 としている。

なお、塑性領域の判定は、3 章に示した限界せん断ひずみにより判定した。

また、二次元解析であることから、NATM 工法による掘削時の応力解放率は、「3.6 NATM 工法とショートステップ工法の応力解放率の決定」で設定しているように切羽の影響を考慮し、0.6 を用いた。

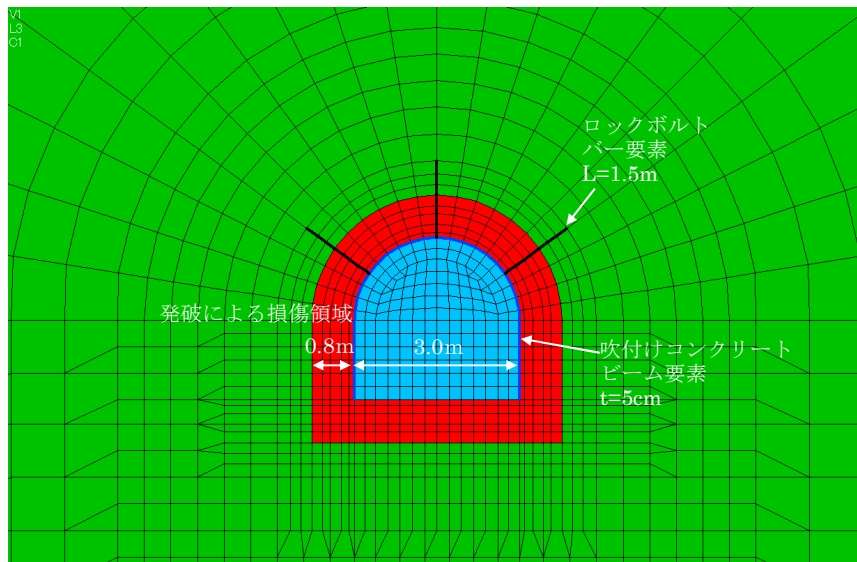
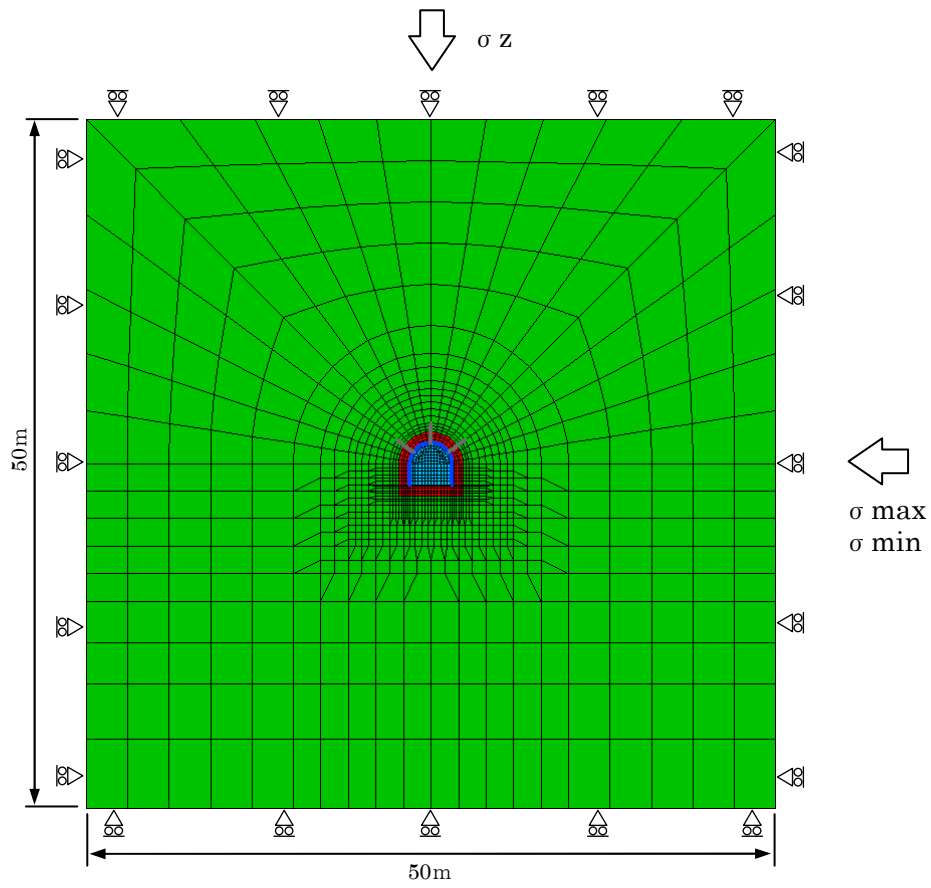


図 3.7.2 水平坑道解析メッシュ図

(3) 修正解析の手順 (立坑の例)

解析は、掘削する要素と接している要素に掘削相当外力を与えることにより、掘削面を応力解放し、その後周辺要素の塑性化判定を行った。その後、応力解放率 80%の時点で覆工コンクリートを打設し、残りの 20%を応力解放させ、支保工に働く応力を算定した。図 3.7.3 に検討フロー図を示す。

解析対象断面と支保パターンは表 3.7.1 に示すとおりであり、7 断面について解析を行った。

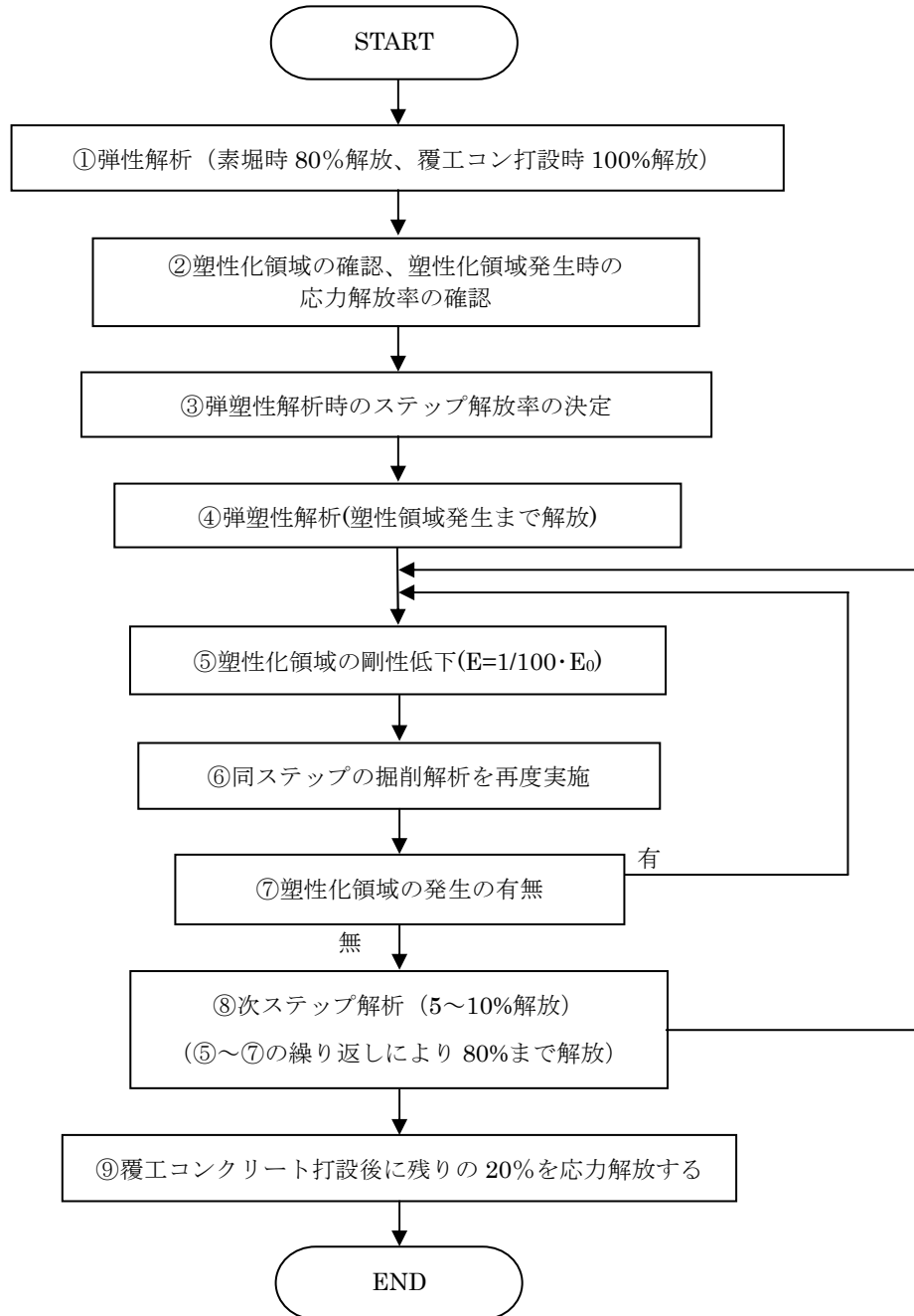


図 3.7.3 弾性解析及び弾塑性解析の検討フローチャート

表 3.7.1 解析深度と支保パターン

対象断面	深度 (GL- m)	覆工コンクリート 設計基準強度 (MPa)	吹付けコンクリート 設計基準強度 (MPa)	鋼製支保工 $\sigma_{cs}=160$ (N/mm ²)	ロックボルト
立坑	75	24 (40) *	—	H-125×125 (1.3m 間隔)	—
	175	24 (40) *	—	H-125×125 (1.3m 間隔)	—
	260	24	—	—	—
	745	24	—	—	—
	975	24	—	—	—
	1000	24	—	—	—
水平坑道	1000	—	18	—	L=1.5m 耐力 117.7kN

*) 設計基準強度の見直しが必要な場合には、高強度 (40MPa) を使用する。

3. 7. 2 立坑部の検討結果

立坑部における修正解析の各岩級区分による支保パターンは、前出の表 3. 7. 1 に示すとおりであるが、覆工コンクリートの設計基準強度 f_{ck} は、24MPa を標準とした。

最初に弾性解析を実施し、限界ひずみを超える要素が存在している場合には弾塑性解析に進むという手順で行った。また、覆工コンクリートが許容値を超える場合には①高強度コンクリートの使用 ($f_{ck}=40\text{MPa}$)、②鋼製支保工の間隔を縮めるという手順で解析を行っている。

結果を表 3. 7. 2 の一覧表に示し、各断面位置の検討結果を個別にまとめて、以下に示す。

This is a blank page.

表 3.7.2 立坑部の検討結果一覧表（修正解析、平面二次元） $\phi = 6.5\text{m}$ 主立坑

深 度 (m)	岩 種	岩盤 等級	初期応力		鋼製 支保工 (SS400)	覆工コンクリート		解析手法	解放率 (%)	主 立 坑									塑性領域 の有無	壁面最大 変 位 (mm)
			南北 (MPa)	東西 (MPa)		設計基準 強度 (MPa)	巻厚 (cm)			岩 盤 部			鋼製支保工			覆工コンクリート				
										最大せん断 ひずみ (%)	限界せん断 ひずみ (%)	判定	最大応力 (kN/m ²)	許容応力度 (kN/m ²)	判定	最大圧縮応力 (kN/m ²)	許容応力度 (kN/m ²)	判定		
75.0	堆積岩	C _L	2.1	3.5	1.3m ピッチ	24	40	弾性解析	80	0.72	0.53	NG	—	—	—	—	—	—	有	11.65
									100	0.78	0.53	NG	50,690	160,000	OK	3,180	6,000	OK	有	13.31
								弾塑性解析	80	0.72	0.53	NG	—	—	—	—	—	—	有	11.65
									100	0.83	0.53	NG	50,450	160,000	OK	3,230	6,000	OK	有	13.30
						40	40	弾性解析	80	0.72	0.53	NG	—	—	—	—	—	有	11.65	
									100	0.76	0.53	NG	39,780	160,000	OK	3,810	10,000	OK	有	13.11
								弾塑性解析	80	0.72	0.53	NG	—	—	—	—	—	—	有	11.65
									100	0.80	0.53	NG	39,550	160,000	OK	3,860	10,000	OK	有	13.10
175.0	堆積岩	C _L	4.9	8.2	1.3m ピッチ	24	40	弾性解析	80	1.68	0.53	NG	—	—	—	—	—	—	有	27.30
									100	1.82	0.53	NG	118,700	160,000	OK	7,440	6,000	NG	有	31.20
								弾塑性解析	80	7.10	0.53	NG	—	—	—	—	—	—	有	41.40
									100	7.64	0.53	NG	169,200	160,000	NG	9,200	6,000	NG	有	44.65
						40	40	弾性解析	80	1.68	0.53	NG	—	—	—	—	—	有	27.30	
									100	1.79	0.53	NG	93,150	160,000	OK	8,910	10,000	OK	有	30.73
								弾塑性解析	80	7.10	0.53	NG	—	—	—	—	—	—	有	41.40
									100	7.57	0.53	NG	131,750	160,000	OK	10,540	10,000	NG	有	43.98
260.0	花崗岩	C _L	7.2	12.2	—	24	40	弾性解析	80	0.21	0.43	OK	—	—	—	—	—	—	無	3.6
									100	0.25	0.43	OK	—	—	—	2,200	6,000	OK	無	4.4
745.0	花崗岩	C _L	13.0	19.6	—	24	40	弾性解析	80	0.31	0.43	OK	—	—	—	—	—	—	無	5.4
									100	0.38	0.43	OK	—	—	—	3,200	6,000	OK	無	6.5
975.0	花崗岩	C _L	15.0	23.4	—	24	40	弾性解析	80	0.37	0.43	OK	—	—	—	—	—	—	無	6.4
									100	0.45	0.43	NG	—	—	—	3,900	6,000	OK	有	7.8
								弾塑性解析	80	0.37	0.43	OK	—	—	—	—	—	—	無	6.4
									100	0.53	0.43	NG	—	—	—	4,140	6,000	OK	有	7.8
1000.0	花崗岩	C _H	15.1	22.4	—	24	40	弾性解析	80	0.15	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	2.6
									100	0.19	0.47	OK	—	—	—	1,700	6,000	OK	無	3.2

(1) GL. -75m (堆積岩部、岩盤等級 C_L 級)

ここでは、岩盤の最大せん断ひずみが限界せん断ひずみ (0.53%) を超えているため弾塑性解析を実施した。弾塑性解析の結果は、弾性解析よりも鋼製支保工、覆工コンクリートともに発生応力が大きくなっており、覆工コンクリートの最大発生応力は許容値をわずかに上回っていた。このため、高強度コンクリートを使用した場合を想定して、弾性解析、弾塑性解析を実施した結果、支保工は許容応力の範囲内であることを確認した。

表 3.7.3 GL. -75mの検討結果

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	鋼製支保工の最大発生応力 (N/mm ²)	鋼製 ¹⁾ 支保工判定	覆工コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	覆工 ²⁾ 判定
ア) 弾性解析 (普通コンクリート)	80	0.72	有	-	-	-	-
	100	0.78	有	50.69	OK	3.18	OK
イ) 弾塑性解析 (普通コンクリート)	80	0.72	有	-	-	-	-
	100	0.83	有	50.45	OK	3.23	OK
ウ) 弾性解析 (高強度コンクリート)	80	0.72	有	-	-	-	-
	100	0.76	有	39.78	OK	3.81	OK
エ) 弾塑性解析 (高強度コンクリート)	80	0.72	有	-	-	-	-
	100	0.80	有	39.55	OK	3.86	OK

1) 鋼製支保工の許容応力度である 160N/mm² との比較より、判定した。

2) 覆工コンクリートの許容応力度である 6.0 (24/4) N/mm² (普通コンクリート) 及び 10.0 (40/4) N/mm² (高強度コンクリート) との比較より、判定した。

(2) GL. -175m (堆積岩部、岩盤等級 C_L 級)

GL. -75m の断面と同様に、GL. -175m では岩盤の最大せん断ひずみが限界せん断ひずみ (0.53%) を超えているため弾塑性解析を実施した。弾塑性解析の結果は、弾性解析よりも鋼製支保工、覆工コンクリートともに発生応力が大きくなっており、各支保工の最大発生応力は許容値をわずかであるが上回っている。このため、高強度コンクリートを使用した場合を想定して、弾性解析、弾塑性解析を実施した結果、鋼製支保工は許容応力の範囲内であることを確認した。一方、覆工コンクリートは設計基準強度を上回っているが、わずかであるため高強度コンクリートで支保できると考えられる。

表 3.7.4 GL. -175mの検討結果

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	鋼製支保工の最大発生応力 (N/mm ²)	鋼製 ¹⁾ 支保工判定	覆工コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	覆工 ²⁾ 判定
ア) 弾性解析 (普通コンクリート)	80	1.68	有	-	-	-	-
	100	1.82	有	118.70	OK	7.44	NG
イ) 弾塑性解析 (普通コンクリート)	80	7.10	有	-	-	-	-
	100	7.64	有	169.20	NG	9.20	NG
ウ) 弾性解析 (高強度コンクリート)	80	1.68	有	-	-	-	-
	100	1.79	有	93.15	OK	8.91	OK
エ) 弾塑性解析 (高強度コンクリート)	80	7.10	有	-	-	-	-
	100	7.57	有	131.75	OK	10.54	NG

1) 鋼製支保工の許容応力度である 160N/mm² との比較より、判定した。

2) 覆工コンクリートの許容応力度である 6.0(24/4)N/mm² (普通コンクリート) 及び 10.0 (40/4) N/mm² (高強度コンクリート) との比較より、判定した。

(3) GL. -260m (花崗岩部、岩盤等級 C_L 級)

弾性解析を実施した結果、岩盤内で限界せん断ひずみ(0.43%)を超えることがなく、支保工(覆工コンクリートのみ)は、許容値範囲内に収まっていた。

表 3.7.5 GL. -260mの検討結果

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	鋼製支保工の最大発生応力 (N/mm ²)	鋼製支保工判定	覆工コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	覆工 ¹⁾ 判定
ア) 弾性解析 (普通コンクリート)	80	0.21	無	-	-	-	-
	100	0.25	無	-	-	2.20	OK

1) 覆工コンクリートの許容応力度である 6.0 (24/4) N/mm² (普通コンクリート) との比較より、判定した。

(4) GL. -745m (花崗岩部、岩盤等級 C_L 級)

弾性解析を実施した結果、岩盤内で限界せん断ひずみ(0.43%)を超えることがなく、支保工(覆工コンクリートのみ)は、許容値範囲内に収まっていた。

表 3.7.6 GL. -745mの検討結果

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	鋼製支保工の最大発生応力 (N/mm ²)	鋼製支保工判定	覆工コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	覆工 ¹⁾ 判定
ア) 弾性解析 (普通コンクリート)	80	0.31	無	-	-	-	-
	100	0.38	無	-	-	3.20	OK

*1) 覆工コンクリートの許容応力度である 6.0 (24/4) N/mm² (普通コンクリート) との比較より、判定した。

(5) GL. -975m (花崗岩部、岩盤等級 C_L 級)

弾性解析を実施した結果、岩盤内で限界せん断ひずみ(0.43%)を超えたため、弾塑性解析を行ったが、支保工(覆工コンクリートのみ)は、許容値範囲内に収まっていた。

表 3.7.7 GL. -975mの検討結果

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	鋼製支保工の最大発生応力 (N/mm ²)	鋼製支保工判定	覆工コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	覆工 ¹⁾ 判定
ア) 弾性解析 (普通コンクリート)	80	0.37	無	-	-	-	-
	100	0.45	有	-	-	3.90	OK
イ) 弾塑性解析 (普通コンクリート)	80	0.37	無	-	-	-	-
	100	0.53	有	-	-	4.14	OK

1) 覆工コンクリートの許容応力度である 6.0 (24/4) N/mm² (普通コンクリート) との比較より、判定した。

(6) GL. -1,000m (花崗岩部、岩盤等級 C_H 級)

弾性解析を実施した結果、岩盤内で限界せん断ひずみ(0.47%)を超えることがなく、支保工(覆工コンクリートのみ)は、許容値範囲内に収まっていた。

表 3.7.8 GL. -1,000mの検討結果

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	鋼製支保工の最大発生応力 (N/mm ²)	鋼製支保工判定	覆工コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	覆工 ¹⁾ 判定
ア) 弾性解析 (普通コンクリート)	80	0.15	無	-	-	-	-
	100	0.19	無	-	-	1.70	OK

1) 覆工コンクリートの許容応力度である 6.0 (24/4) N/mm² (普通コンクリート) との比較より、判定した。

(7) 堆積岩部の支保工安定性評価

弾性解析及び弾塑性解析により堆積岩部の安定性評価を行った。なお、覆工には高強度コンクリートの使用を基本とし、設計基準強度は 24N/mm^2 から 40N/mm^2 となる。解析の結果、深度が深くなると覆工に発生する応力は高強度コンクリートの許容応力度に収まらないものと想定される。図 3.7.4 は、縦軸に深度、横軸に覆工コンクリート応力を示す。堆積岩の最深部付近で、覆工コンクリート応力は許容応力度を超えているが、その範囲は高強度コンクリートを使うことでわずかとなることから、十分に情報化施工等の施工管理で対応する必要がある。次に、鋼製支保工について同様に図 3.7.5 に、縦軸に深度、横軸に支保工応力を示す。この結果、高強度コンクリートを使用することにより鋼製支保工の発生応力は許容応力度に収まることが確認された。

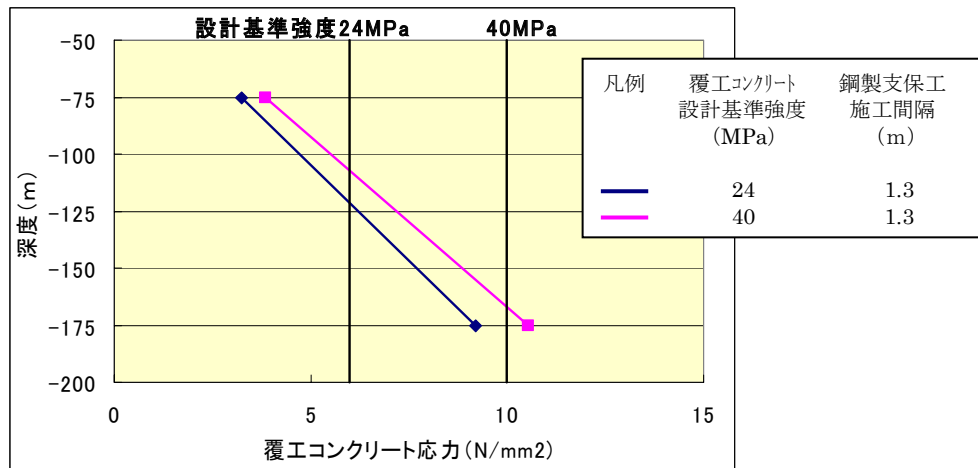


図 3.7.4 覆工コンクリートの深度方向の応力分布図
(高強度コンクリートで対応可能な範囲の特定結果)

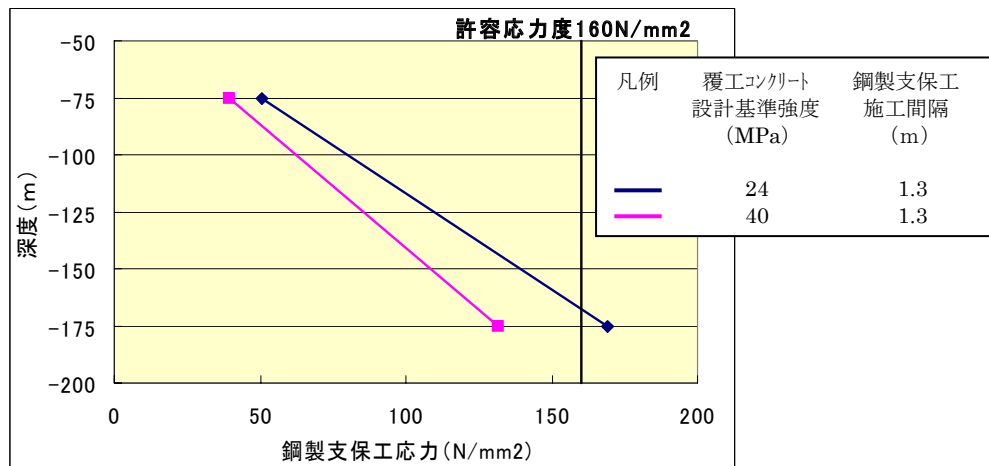


図 3.7.5 鋼製支保工の深度方向の応力分布図
(高強度コンクリートで対応可能な範囲の特定結果)

3. 7. 3 水平坑道部の検討結果

水平坑道部における修正解析は深度 1,000m のみを対象とした。このため、岩級区分は C_H 級を考えた。初期地圧は、鉛直方向を 24.5MPa に固定して、水平方向を 15.1（最小地圧相当）と 22.4MPa（最大地圧相当）の 2 種類に変化させた。この場合の支保パターンとしては、基本的に吹付コンクリートの設計基準強度 f_{ck} は 18MPa であるが、一部高強度吹付コンクリート（ $f_{ck}=36\text{MPa}$ ）やロックボルトが使用されるため、4つのパターンを検討することとした。最初に弾性解析を実施し、限界ひずみを超える要素が存在している場合には弾塑性解析に進むという手順で行った。結果を表 3.7.9 の一覧表に示し、各断面位置の検討結果を個別にまとめて、以下に示す。

表 3.7.9 水平坑道の検討結果一覧表（修正解析、平面二次元）

深 度 (m)	岩 種	岩盤 等級	初期応力		吹付コンクリート		ロック ボルト	解析手法	解放率 (%)	水 平 坑 道									塑性領域 の有無	壁面最大 変 位 (mm)
			水平 (MPa)	鉛直 (MPa)	設計基準 強度 (MPa)	巻厚 (cm)				岩 盤 部			吹付コンクリート			ロックボルト				
										最大せん断 ひずみ (%)	限界せん断 ひずみ (%)	判定	最大応力 (kN/m ²)	許容応力度 (kN/m ²)	判定	最大軸力 (kN)	耐力 (kN)	判定		
1,000	花崗岩	C _H	15.1	24.5	18	5	—	弾性解析	60	0.18	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	1.7
								弾性解析	100	0.31	0.47	OK	2,900	4,500	OK	—	—	—	無	2.8
1,000	花崗岩	C _H	22.4	24.5	18	5	—	弾性解析	60	0.21	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	1.7
								弾性解析	100	0.36	0.47	OK	3,000	4,500	OK	—	—	—	無	2.8
1,000	花崗岩	C _H	15.1	24.5	36	5	—	弾性解析	60	0.18	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	1.7
								弾性解析	100	0.31	0.47	OK	4,800	9,000	OK	—	—	—	無	2.8
1,000	花崗岩	C _H	22.4	24.5	36	5	—	弾性解析	60	0.21	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	1.7
								弾性解析	100	0.36	0.47	OK	5,000	9,000	OK	—	—	—	無	2.8
1,000	花崗岩	C _H	15.1	24.5	36	5	千鳥 1.5m 間隔 1.5 本	弾性解析	60	0.18	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	1.7
								弾性解析	100	0.31	0.47	OK	4,800	9,000	OK	34	120	OK	無	2.8
1,000	花崗岩	C _H	22.4	24.5	36	5	千鳥 1.5m 間隔 1.5 本	弾性解析	60	0.21	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	1.7
								弾性解析	100	0.36	0.47	OK	5,000	9,000	OK	37	120	OK	無	2.8
1,000	花崗岩	C _H	15.1	24.5	36	5	1.5m 間隔 3 本	弾性解析	60	0.18	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	1.7
								弾性解析	100	0.31	0.47	OK	4,800	9,000	OK	67	120	OK	無	2.8
1,000	花崗岩	C _H	22.4	24.5	36	5	1.5m 間隔 3 本	弾性解析	60	0.21	0.47	OK	—	—	—	—	—	—	無	1.7
								弾性解析	100	0.36	0.47	OK	5,000	9,000	OK	73	120	OK	無	2.8

(1) GL. -1,000m (普通吹付、ロックボルトなし)

弾性解析を実施した結果、各想定地圧に対して岩盤内で限界せん断ひずみ(0.47%)を超えることがなく、支保工(吹付コンクリートのみ)は、許容値範囲内に収まっていた。

表 3.7.10 GL. -1,000mの検討結果(普通吹付、ロックボルトなし)

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	吹付コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	吹付 ¹⁾ 判定	ロックボルトの最大軸力(kN)	ロックボルト判定
ア) 弾性解析 (水平 15.1MPa)	60	0.18	無	-	-	-	-
	100	0.31	無	2.9	OK	-	-
イ) 弾性解析 (水平 22.4MPa)	60	0.21	無	-	-	-	-
	100	0.36	無	3.0	OK	-	-

1)吹付コンクリートの許容応力度である 4.5N/mm² (普通) との比較より、判定した。

(2) GL. -1,000m (高強度吹付、ロックボルトなし)

弾性解析を実施した結果、各想定地圧に対して岩盤内で限界せん断ひずみ(0.47%)を超えることがなく、支保工(吹付コンクリートのみ)は、許容値範囲内に収まっていた。

表 3.7.11 GL. -1,000mの検討結果(高強度吹付、ロックボルトなし)

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	吹付コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	吹付 ¹⁾ 判定	ロックボルトの最大軸力(kN)	ロックボルト判定
ア) 弾性解析 (水平 15.1MPa)	60	0.18	無	-	-	-	-
	100	0.31	無	4.8	OK	-	-
イ) 弾性解析 (水平 22.4MPa)	60	0.21	無	-	-	-	-
	100	0.36	無	5.0	OK	-	-

1)吹付コンクリートの許容応力度である 9.0N/mm² (高強度) との比較より、判定した。

(3) GL. -1,000m (高強度吹付、ロックボルト 1.5m間隔、1.5本)

弾性解析を実施した結果、各想定地圧に対して岩盤内で限界せん断ひずみ(0.47%)を超えることがなく、支保工(吹付コンクリート及びロックボルト)は、許容値範囲内に収まっていた。

表 3.7.12 GL. -1,000mの検討結果 (高強度吹付、ロックボルト 1.5m間隔、1.5本)

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	吹付コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	吹付 ¹⁾ 判定	ロックボルトの最大軸力 (kN)	ロックボルト ²⁾ 判定
ア) 弾性解析 (水平 15.1MPa)	60	0.18	無	-	-	-	-
	100	0.31	無	4.8	OK	34	OK
イ) 弾性解析 (水平 22.4MPa)	60	0.21	無	-	-	-	-
	100	0.36	無	5.0	OK	37	OK

1)吹付コンクリートの許容応力度である 9.0N/mm² (高強度) との比較より、判定した。

2)ロックボルトの耐力である 120kN との比較より、判定した。

(4) GL. -1,000m (高強度吹付、ロックボルト 1.5m間隔、3.0本)

弾性解析を実施した結果、各想定地圧に対して岩盤内で限界せん断ひずみ(0.47%)を超えることがなく、支保工(吹付コンクリート及びロックボルト)は、許容値範囲内に収まっていた。

表 3.7.13 GL. -1,000mの検討結果 (高強度吹付、ロックボルト 1.5m間隔、3本)

計算手法	応力解放率	最大せん断ひずみ (%)	塑性領域の有無	吹付コンクリートの最大発生応力 (N/mm ²)	吹付 ¹⁾ 判定	ロックボルトの最大軸力 (kN)	ロックボルト ²⁾ 判定
ア) 弾性解析 (水平 15.1MPa)	60	0.18	無	-	-	-	-
	100	0.31	無	4.8	OK	67	OK
イ) 弾性解析 (水平 22.4MPa)	60	0.21	無	-	-	-	-
	100	0.36	無	5.0	OK	73	OK

1)吹付コンクリートの許容応力度である 9.0N/mm² (高強度) との比較より、判定した。

2)ロックボルトの耐力である 120kN との比較より、判定した。

4. 接続部の三次元弾塑性解析

4. 1 解析目的

立坑と予備ステージの接続部は形状が複雑となるため、施工により発生する変位や支保部材の応力状態を予測するためには、三次元的な検討が必要である。

そこで、実際の挙動を予測し、施工管理や設計の妥当性を検証するための計測管理計画に供することを目的として、三次元弾塑性解析を実施した。解析箇所は、その1工事を対象に、100m予備ステージ（堆積岩対象）および300m予備ステージ（花崗岩対象）とした。

4. 2 解析モデルの概要

4.2.1 GL. -100mおよび GL. -300m地点の解析モデルの設定

(1) 地質区分および地山等級区分

地質区分および岩盤等級区分は、図 4. 2. 1 に示すボーリング孔のデータを用いて設定した。この図中に示した A-A' 断面（解析領域内の断面）の地質分布を次頁の図 4. 2. 2 に示す。これより、下記の地質モデルを設定した。

- GL. -300m 地点は、解析領域内が全て土岐花崗岩の上部割れ目帯に含まれる。
- 従って、GL. -100m 地点は均一に C_L 級岩盤を想定し、GL. -300m 地点は均一に C_H 級岩盤を想定した。

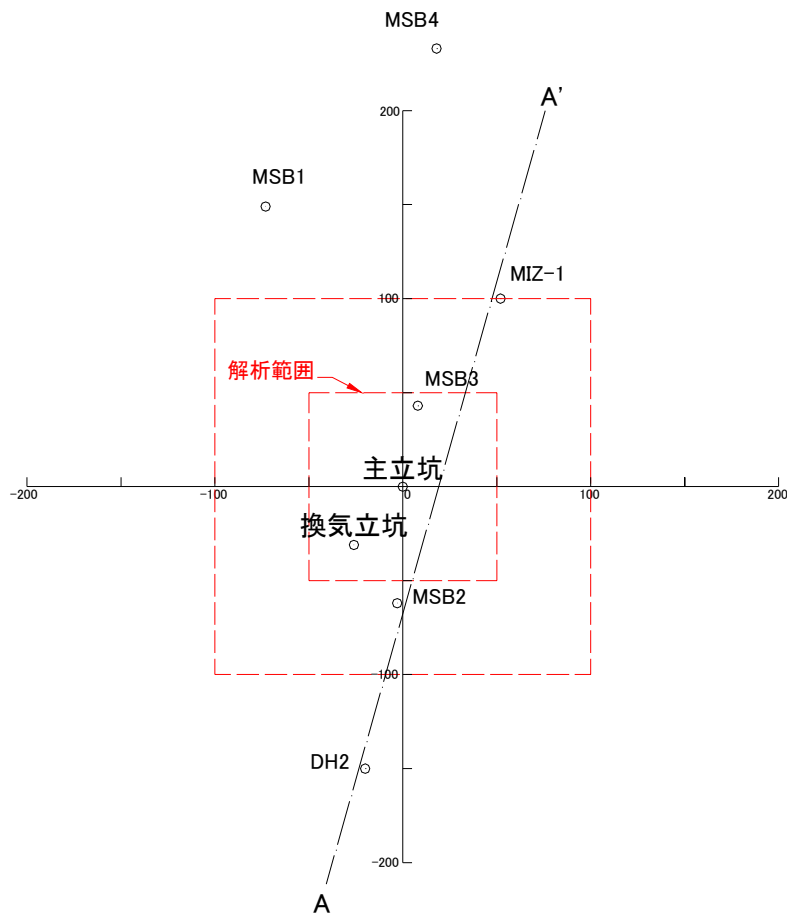


図 4. 2. 1 立坑周辺のボーリング孔位置と解析範囲（平面図）

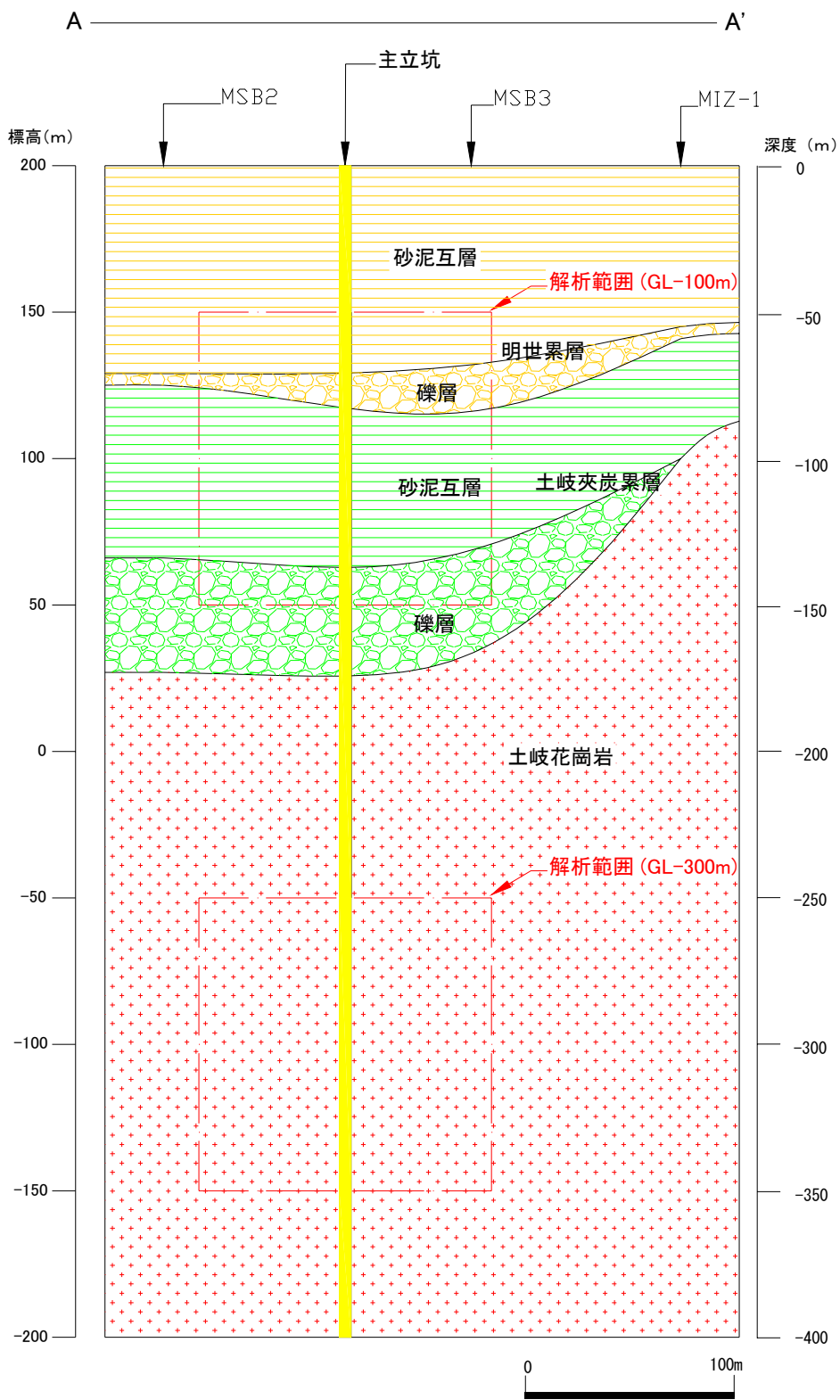


図 4.2.2 立坑近傍の断面図 (平面図中の A-A' 断面)

(2) 明世累層と土岐夾炭累層の解析領域における分布

明世累層の砂泥互層と礫層の境界は、図 4.2.3 に示す様に傾斜している。また、土岐花崗岩の表面も傾斜しているが、GL. -100m を対象とした解析領域内にはほとんど現れないため、モデル上は考慮しない。

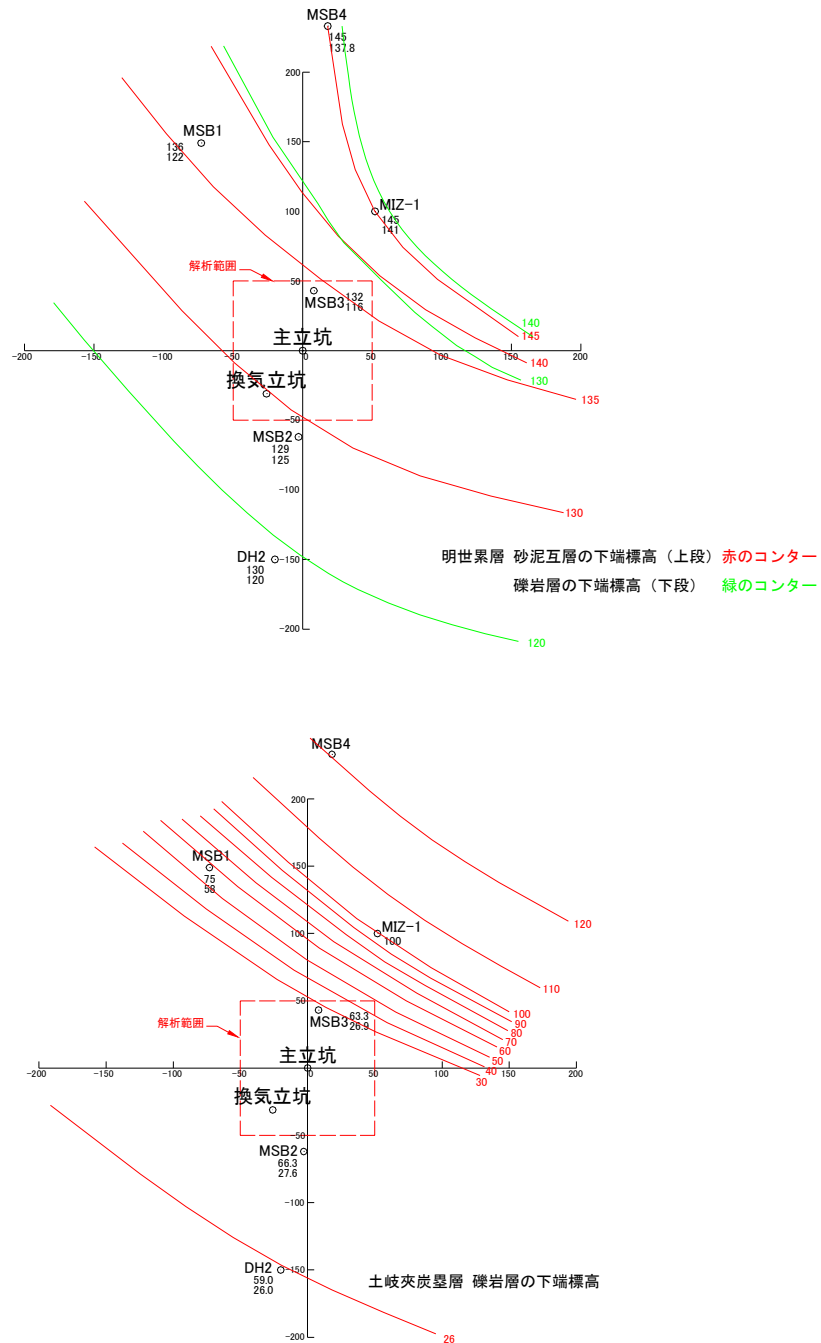


図 4.2.3 解析範囲内における地質境界面の分布

(3) 解析モデルと解析条件

① 堆積岩部

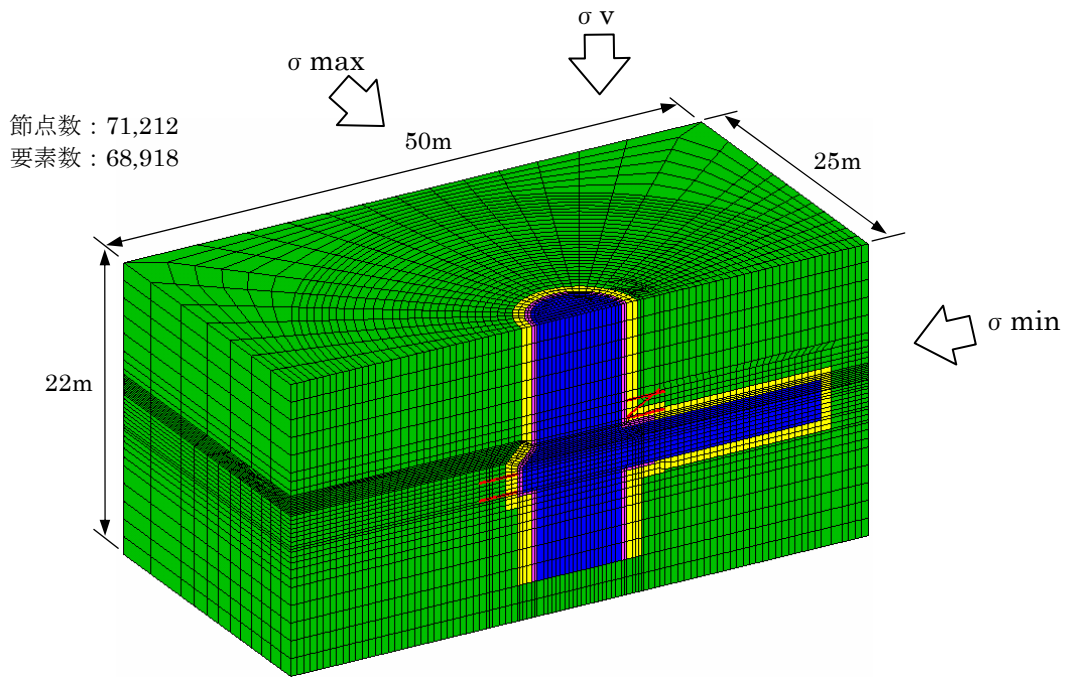
堆積岩部の三次元解析は、図 4.2.4 に示すモデルを用いて行った。解析領域は、掘削径の 5D 以上を目安として、幅 50m×25m×高さ 22m の対称形モデルとした。

初期地圧は、図に示すように水平坑道から垂直方向に最大主応力を与え、水平坑道の掘進方向に最小主応力を与えた。

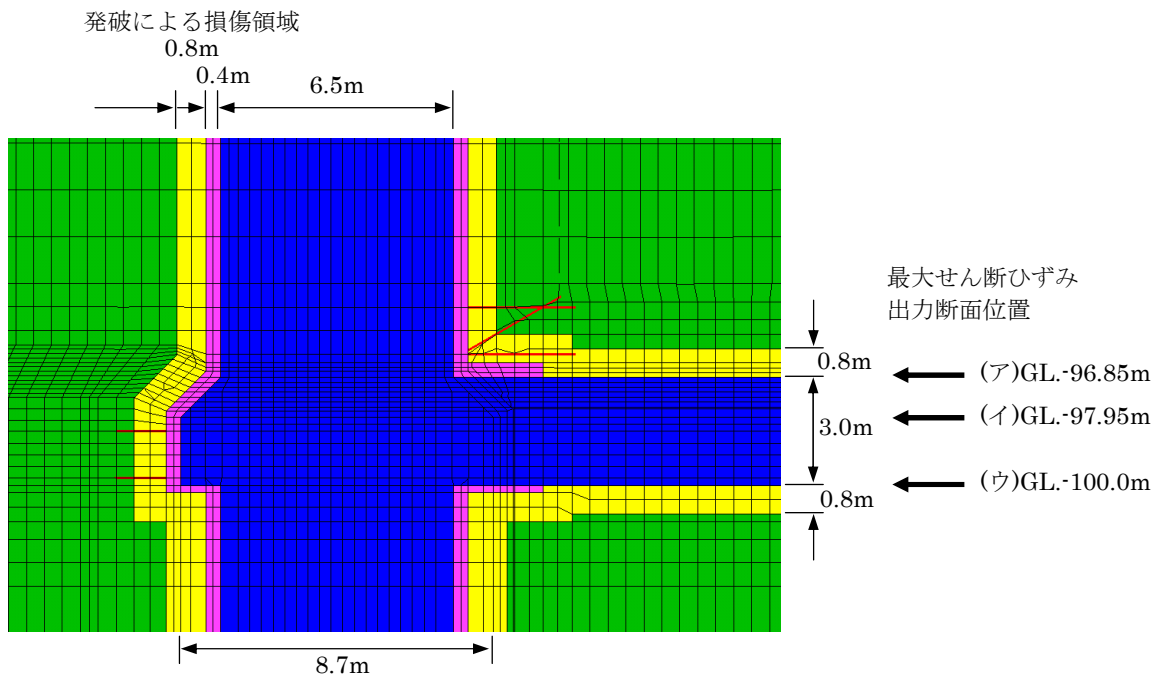
支保工のモデル化の対象は、覆工コンクリート、吹付けコンクリート、ロックボルト及び鋼製支保工 (GL. -100m のみ) とした。また、三次元解析においても修正解析と同様に施工により発生する変位や支保部材の応力状態を予測するために、掘削時に発破による損傷領域を考慮し、掘削後の変形係数は 1/4 を与えた。

解析においては、塑性領域を考慮した解析を行うため弾塑性解析を行った。このとき、限界せん断ひずみを越えた要素に対しては、耐荷力を失った状態 (塑性領域) にあるものとして剛性を 1/100 に落とし、ポアソン比は 0.49 としている。

なお、塑性領域の判定は、3 章に示した限界せん断ひずみにより判定した。



全体図



接続部の拡大図

図 4.2.4 GL. -100mの解析メッシュ (堆積岩部、C_L級)

②花崗岩部

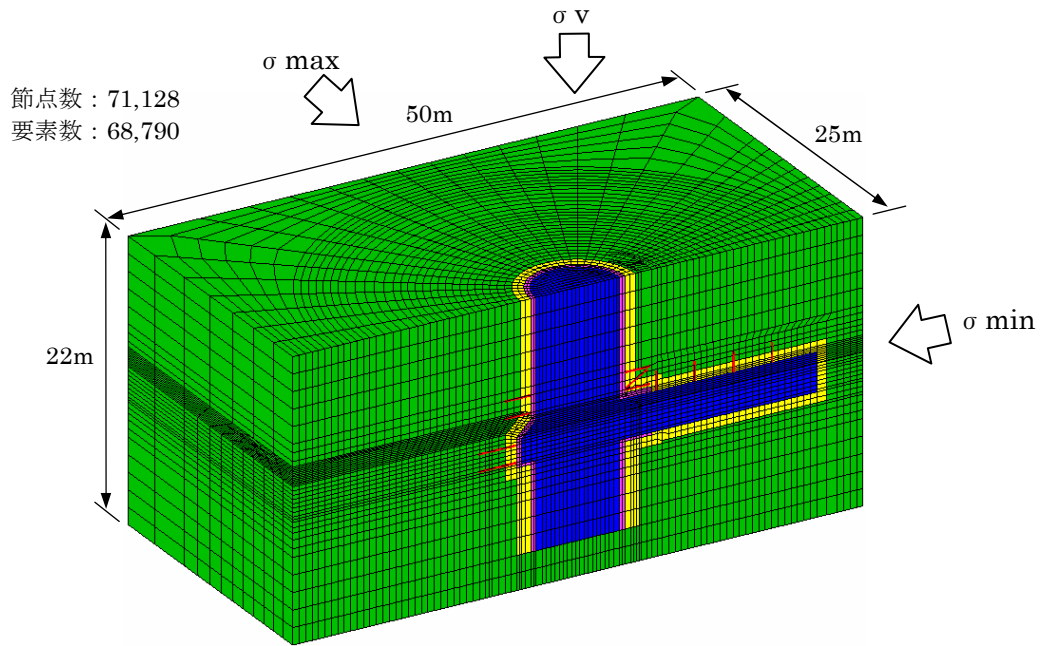
花崗岩部の三次元解析は、図 4.2.5 に示すモデルを用いて行った。解析領域は、掘削径の 5D 以上を目安として、幅 50m×25m×高さ 22m の対称形モデルとした。

初期地圧は、図に示すように水平坑道から垂直方向に最大主応力を与え、水平坑道の掘進方向に最小主応力を与えた。

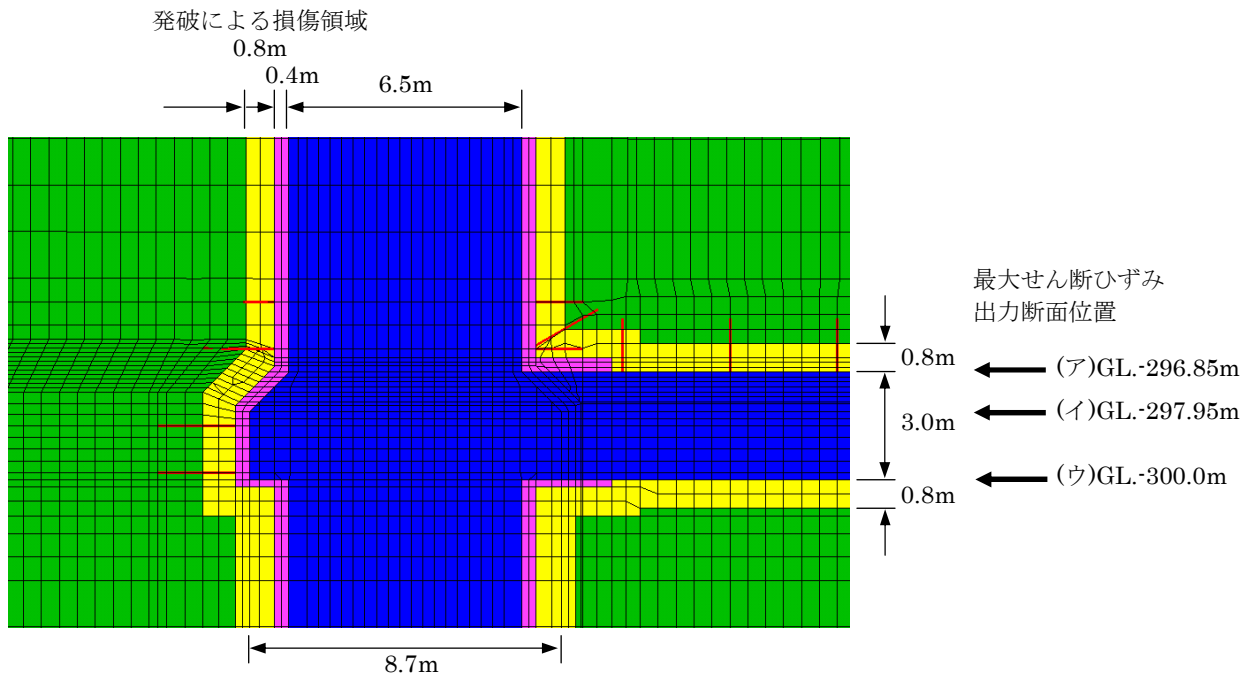
支保工のモデル化の対象は、覆工コンクリート、吹付けコンクリート及びロックボルトとした。また、三次元解析においても修正解析と同様に施工により発生する変位や支保部材の応力状態を予測するために、掘削時に発破による損傷領域を考慮し、掘削後の変形係数は 1/4 を与えた。

解析においては、塑性領域を考慮した解析を行うため弾塑性解析を行った。このとき、限界せん断ひずみを越えた要素に対しては、耐荷力を失った状態（塑性領域）にあるものとして剛性を 1/100 に落とし、ポアソン比は 0.49 としている。

なお、塑性領域の判定は、3 章に示した限界せん断ひずみにより判定した。



全体図



接続部の拡大図

図 4.2.5 GL.-300mの解析メッシュ (花崗岩部、C_H級)

4.2.2 解析ケース

解析ケースとしては、以下の表 4.2.1 に示すケースを実施した。なお、堆積岩部では岩盤等級を C_L 級に想定した結果、最大せん断ひずみが限界せん断ひずみを超えていたため、弾塑性解析を実施している。花崗岩部では、岩盤等級として C_H 級を想定した場合と C_L 級を想定した場合の 2 種類について実施している。これは、計測管理基準の設定において、一次管理基準値として C_H 級を用いた場合に、安全側の設定基準（二次管理基準）としてどのような値を用いることができるかを検討するために必要なケースと考えた。なお、花崗岩部では、岩盤等級として C_H 級を想定した場合と C_L 級を想定した場合に最大せん断ひずみは、限界せん断ひずみ以下であった。

表 4.2.1 解析ケース表

ケース	深度	解析手法	岩種	岩盤等級
100-1	100m	弾性	堆積岩	C_L
100-2	100m	弾塑性	堆積岩	C_L
300-1	300m	弾性	花崗岩	C_H
300-2	300m	弾性	花崗岩	C_L

4. 3 三次元解析設定条件

4.3.1 三次元解析初期地圧

三次元解析に用いる初期地圧は、「3.4 MIZ-1号孔の結果に基づく初期地圧の設定」で設定した値を用いることとする。なお、鉛直方向の地圧については、既往の報告で行われているように、ほぼ土被り圧に等しい鉛直応力を与えた。

堆積岩部では、見掛けの比重が 19.5kN/m^3 であることから、鉛直応力は $\sigma_v = 19.5 \times$ 堆積岩部の深度 (m) により求めた。また、花崗岩部では、平均的な見掛けの比重が 25.6kN/m^3 であることから、堆積岩部の想定土被り圧と花崗岩部の想定土被り圧の合計値とした。従って、下式より求めた。

$$\sigma_v = 19.5 \times 178.6 \text{ (堆積岩部の想定土被り)} + 25.6 \times \text{花崗岩部の深度 (m)}$$

この結果を表 4.3.1 に示す。なお、最大主応力の方向は、最も安全側を仮定して水平坑道と直交する方向とし、最小主応力の方向は水平坑道の向きとした。

表 4.3.1 深度 100m と 300m の初期地圧

深度 (m)	岩種	鉛直地圧 (MPa)	水平地圧	
			最小応力 (MPa)	最大応力 (MPa)
100	堆積岩	1.95 (1.0)	2.79 (1.43)	4.69 (2.41)
300	花崗岩	6.59 (1.0)	11.30 (1.71)	16.11 (2.44)

表中の () 内の数値は、各深度の鉛直応力に対する比率を示す

4.3.2 岩盤物性

三次元解析に用いる岩盤物性は、「3.3 MIZ-1 号孔の結果に基づく岩盤物性の設定」で設定した値を用いることとする。解析箇所はその 1 工事を対象にした、100m 予備ステージ（堆積岩対象）および 300m 予備ステージ（花崗岩対象）である。今回の岩盤等級の想定は、前述しているように堆積岩部が C_L 級で、花崗岩部が C_H 級である。

(1) 堆積岩部

堆積岩部の物性値は、表 4.3.2 に示す値を用いた。

表 4.3.2 堆積岩部 (C_L 級) の物性設定

岩級	項目	H16 年度 「本解析」
C_L 級	見かけ比重 (kN/m^3)	19.5
	弾性係数 E (GPa)	1.65*
	一軸圧縮強度 q_u (MPa)	6.7
	ポアソン比 ν	0.3
	粘着力 c (MPa)	1.90*
	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	18.8
	限界ひずみ ε_0 (%)	0.41
	限界せん断ひずみ γ_0 (%)	0.53

*) 数値は、平均値に対して表 3.3. に示す所定の低減率を掛けた値を示した。

(2) 花崗岩部

花崗岩部は C_H 級と C_L 級の 2 種類であり、各々の物性値については、表 4.3.3 に示す。

表 4.3.3 花崗岩部の物性設定

項目	C_H 級	C_L 級
見かけ比重 (kN/m^3)	26.3	23.4
弾性係数 E (GPa)	49.3*	20.9*
一軸圧縮強度 q_u (MPa)	181.3	71.83
ポアソン比 ν	0.27	0.24
粘着力 c (MPa)	34.3*	25.2*
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	52.43	30.10
限界ひずみ ε_0 (%)	0.37	0.34
限界せん断ひずみ γ_0 (%)	0.47	0.43

*) 数値は、平均値に対して表 3.3. に示す所定の低減率を掛けた値を示した。

4.3.3 支保パターン

(1) 堆積岩部

解析に用いた支保パターンを、施工箇所ごとに表 4.3.4 に示し、モデル化した結果を図 4.3.1 に示す。表 4.3.4 では、支保パターンを立坑（一般部）、立坑（接続部）、水平坑道（一般部）、水平坑道（高強度コンクリート使用部）に対して設定している。

表 4.3.4 深度 100m の支保パターン (堆積岩部、C_L 級)

支保パターン	覆工コンクリート	吹付けコンクリート	ロックボルト (耐力 117.7kN)	鋼製支保工 (SS400)
モデル化方法	ソリッド要素	シェル要素	バー要素	ビーム要素
立坑 一般部	設計基準強度 (MPa) 40 厚さ (cm) 40 弾性係数 (MPa) 11,400 (1 日材齢) ポアソン比 0.2	なし	なし	なし
立坑 接続部直上	接続部と同じ	接続部と同じ	接続部と同じ	断面積 (m ²) 2.159E-03 弾性係数 (MPa) 200,000 ポアソン比 — 断面二次モーメント 3.78E-06
立坑 接続部	設計基準強度 (MPa) 40 厚さ (cm) 40 弾性係数 (MPa) 11,400 (1 日材齢) ポアソン比 0.2	設計基準強度 (MPa) 36 厚さ (cm) 10 弾性係数 (MPa) 6,000 (1 日材齢) ポアソン比 0.2	直径 (mm) 25 弾性係数 (MPa) 210,000 断面積 (m ²) 0.0005 長さ (m) 3.0	断面積 (m ²) 3.965E-03 弾性係数 (MPa) 200,000 ポアソン比 — 断面二次モーメント 1.62E-05
水平坑道 一般部	なし	設計基準強度 (MPa) 36 厚さ (cm) 15 弾性係数 (MPa) 6,000 (1 日材齢) ポアソン比 0.2	直径 (mm) 25 弾性係数 (MPa) 210,000 断面積 (m ²) 0.0005 長さ (m) 2.0	なし
水平坑道 接続部 高強度コンクリート使用	設計基準強度 (MPa) 40 厚さ (cm) 40 弾性係数 (MPa) 11,400 (1 日材齢) ポアソン比 0.2	設計基準強度 (MPa) 36 厚さ (cm) 10 弾性係数 (MPa) 6,000 (1 日材齢) ポアソン比 0.2	直径 (mm) 25 弾性係数 (MPa) 210,000 断面積 (m ²) 0.0005 長さ (m) 2.0	なし

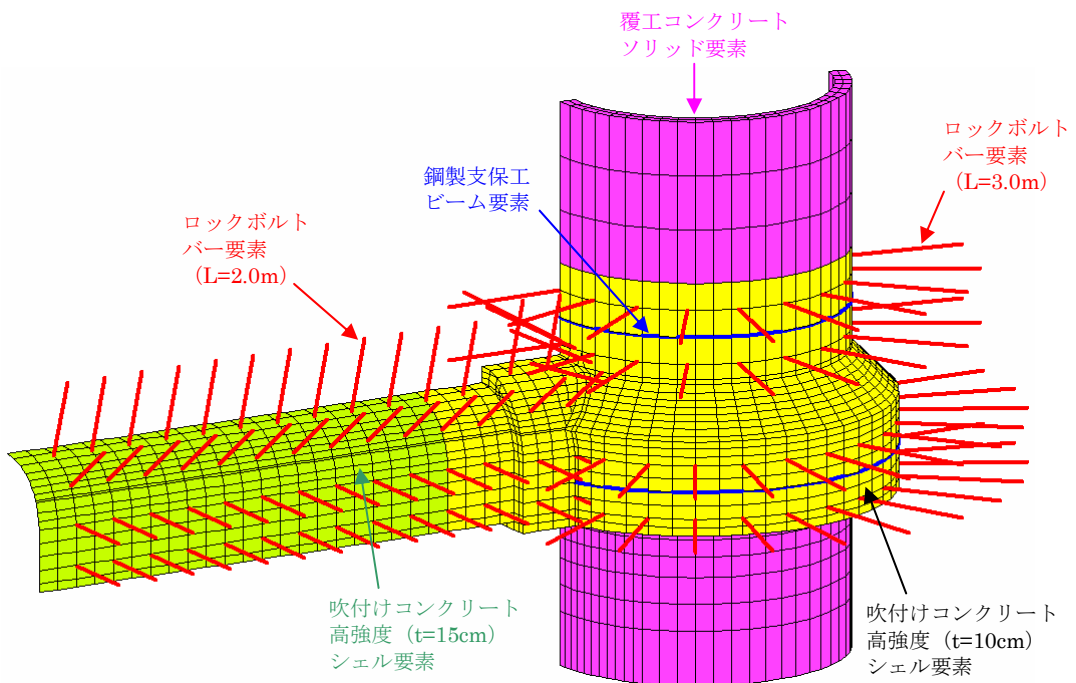
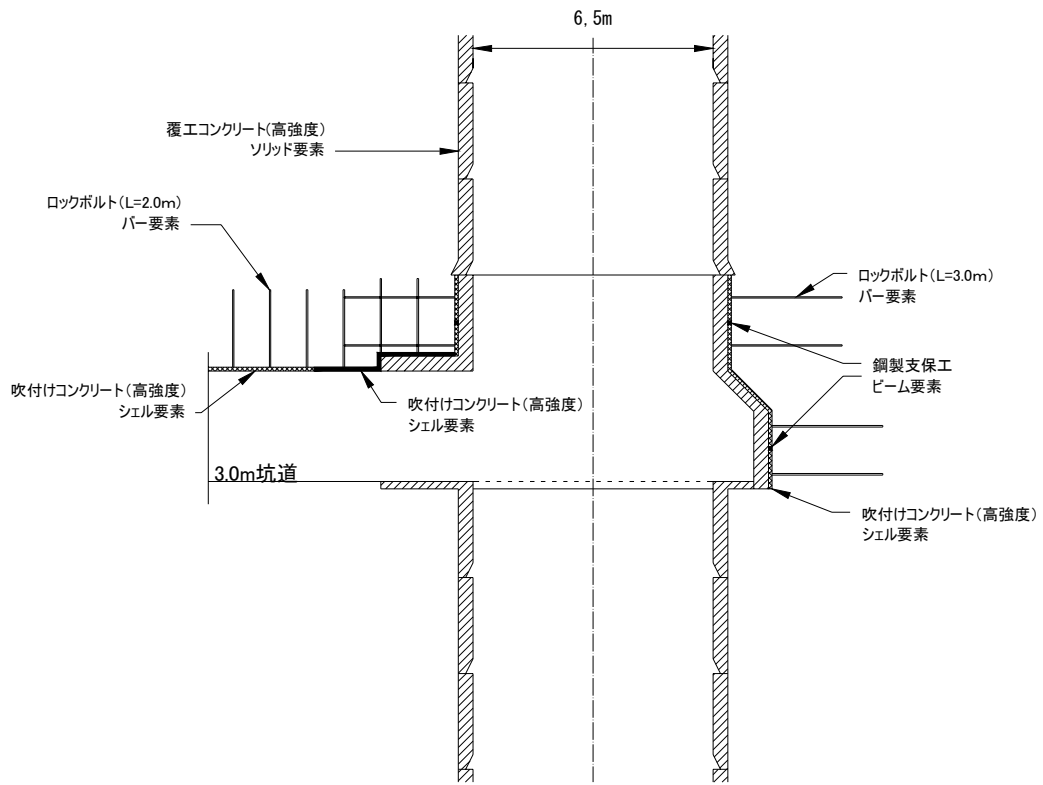


図 4.3.1 GL. -100mの支保パターン (堆積岩部、C_L級)

(2) 花崗岩部

解析に用いた支保パターンを、施工箇所毎に表 4.3.5 に示し、モデル化した結果を図 4.3.2 に示す。表 4.3.5 では、支保パターンを立坑（一般部）、立坑（接続部）、水平坑道（一般部）、水平坑道（高強度コンクリート使用部）に対して設定している。

表 4.3.5 深度 300m の支保パターン (花崗岩部、 C_H , C_L 級)

支保パターン	覆工コンクリート	吹付けコンクリート	ロックボルト (耐力 117.7kN)	鋼製支保工 (SS400)
モデル化方法	シールド要素	シールド要素	バー要素	バー要素
立坑 一般部	設計基準強度 (MPa)	18	なし	なし
	厚さ (cm)	40		
	弾性係数 (MPa)	7,670 (1 日材齢)		
	ポアゾン比	0.2		
立坑 接続部直上	設計基準強度 (MPa)	18	接続部と同じ	なし
	厚さ (cm)	40		
	弾性係数 (MPa)	7,670 (1 日材齢)		
	ポアゾン比	0.2		
立坑 接続部	設計基準強度 (MPa)	18	直径 (mm)	25
	厚さ (cm)	40	弾性係数 (MPa)	210,000
	弾性係数 (MPa)	7,670 (1 日材齢)	断面積 (m ²)	0.0005
	ポアゾン比	0.2	長さ (m)	2.0
水平坑道 一般部	設計基準強度 (MPa)	18	直径 (mm)	25
	厚さ (cm)	40	弾性係数 (MPa)	210,000
	弾性係数 (MPa)	7,670 (1 日材齢)	断面積 (m ²)	0.0005
	ポアゾン比	0.2	長さ (m)	1.5
水平坑道 接続部 高強度コンクリート使用	設計基準強度 (MPa)	18	直径 (mm)	25
	厚さ (cm)	40	弾性係数 (MPa)	210,000
	弾性係数 (MPa)	7,670 (1 日材齢)	断面積 (m ²)	0.0005
	ポアゾン比	0.2	長さ (m)	1.5

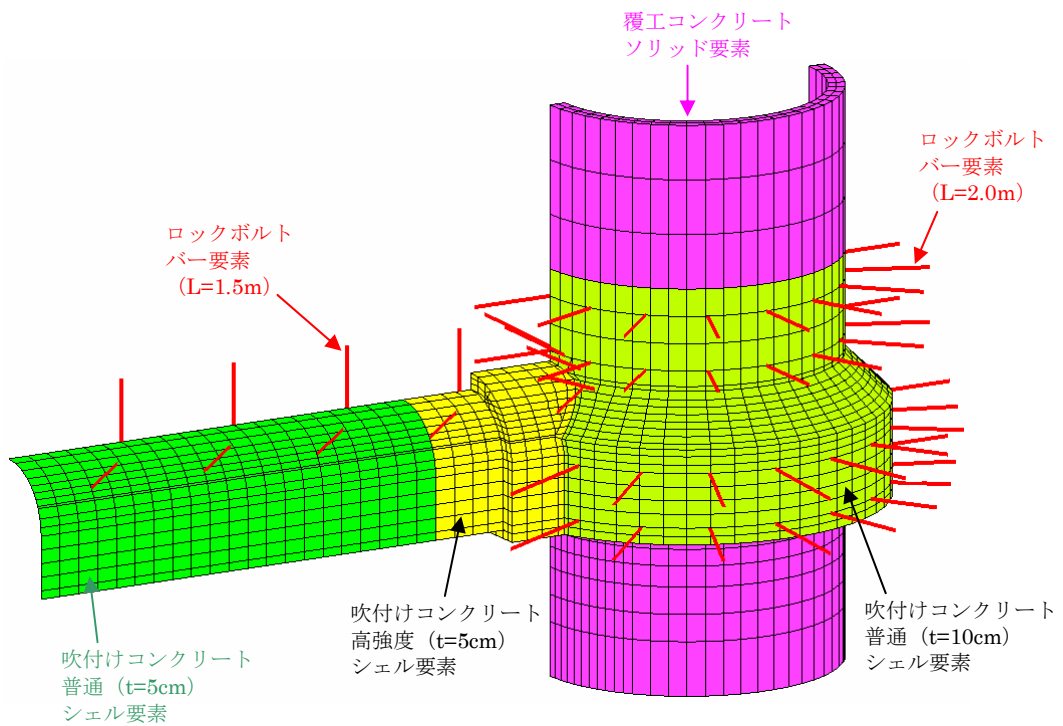
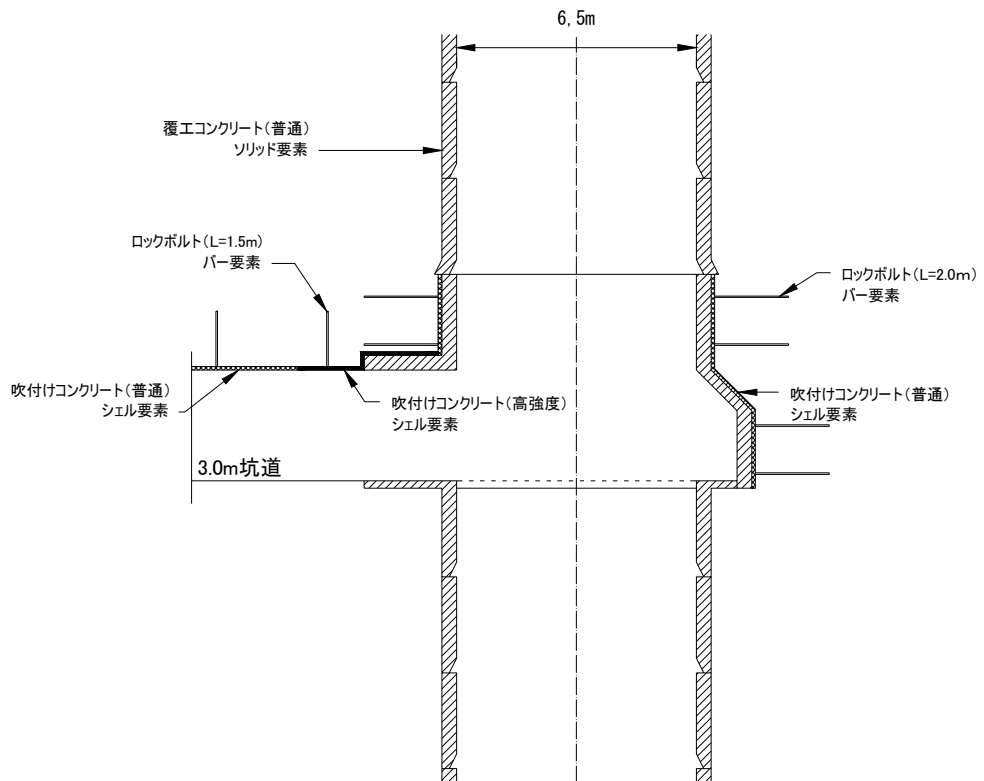


図 4.3.2 GL. -300mの支保パターン (花崗岩部、 C_H , C_L 級)

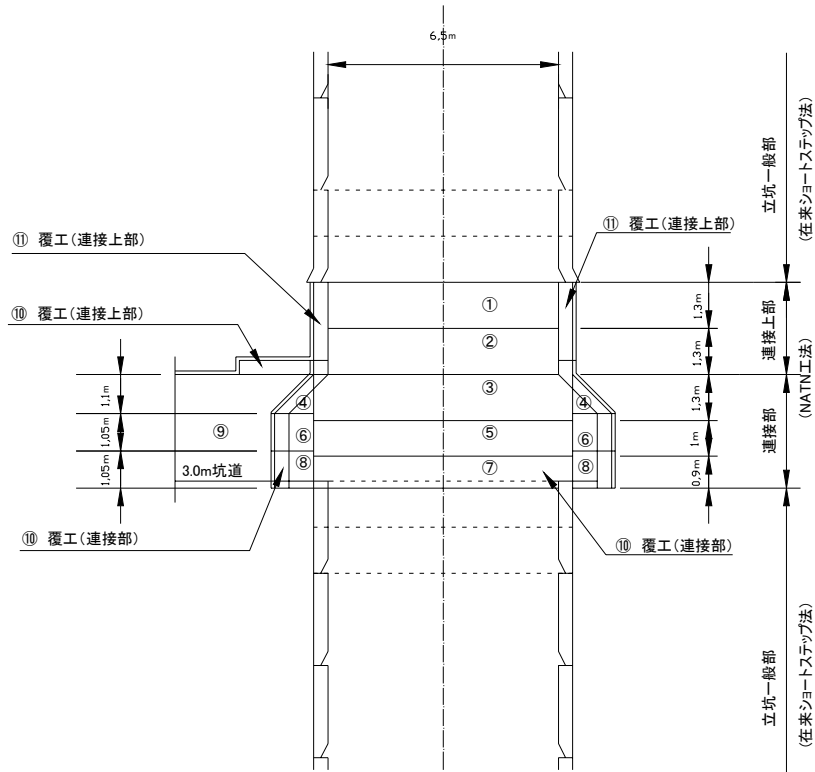
4. 4 三次元弾塑性解析結果

4. 4. 1 三次元弾塑性解析の概要

本項では、立坑と予備ステージの接続部での変形挙動を検討する場合に三次元効果の影響から、従来の軸対称解析や平面二次元解析の結果と異なると考え、施工手順を考慮した三次元解析を実施した。

図 4. 4. 1 及び 4. 4. 2 には、施工段階に応じた掘削～支保工の解析ステップを示す。図 4. 4. 1 は深度 100m の施工方法を示し、図 4. 4. 2 は深度 300m の施工方法を示すが、これより両者の違いは接続部に鋼製支保工が施工されるか否かである。なお、覆工コンクリートは、水平坑道の掘削後に施工される。

以下に、接続部の施工手順の参考図を示す。



参考図 接続部の施工手順

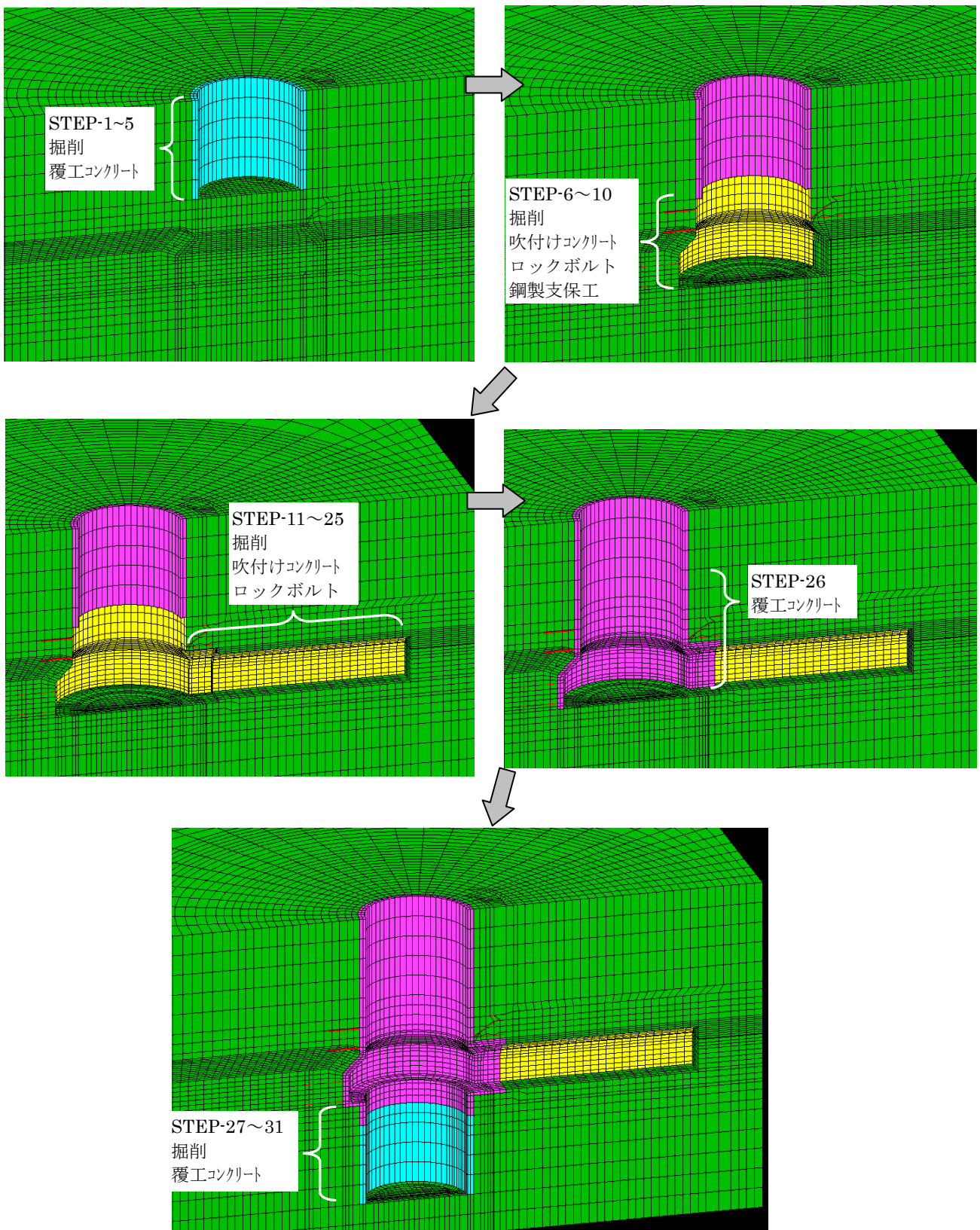


図 4.4.1 GL. -100mの施工方法

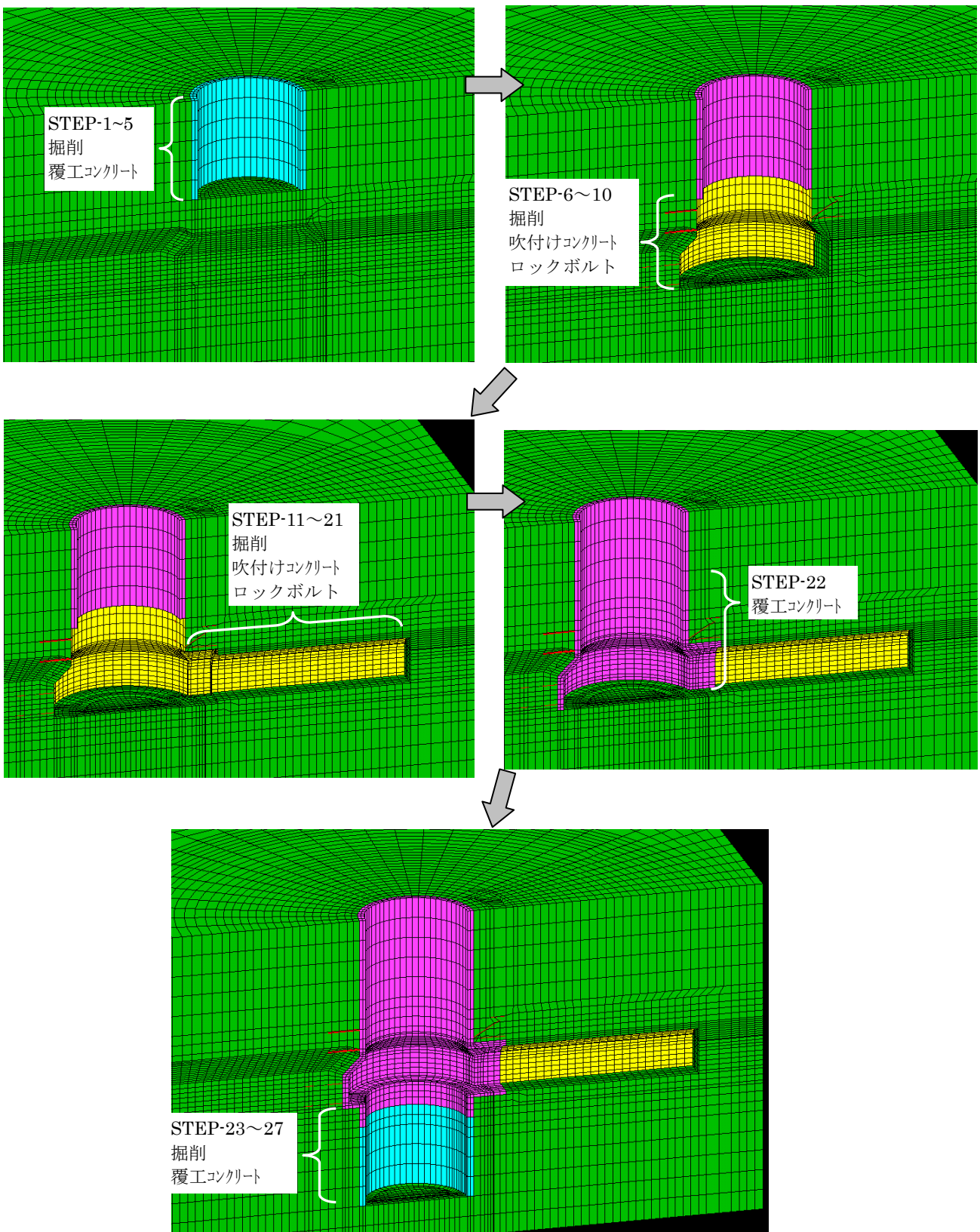


図 4.4.2 GL. -300mの施工方法

4.4.2 最大せん断ひずみ

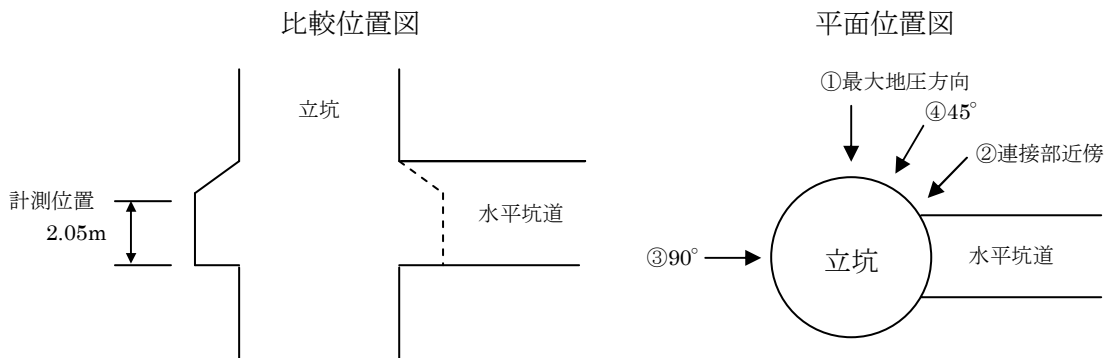
接続部周辺のせん断ひずみの分布を確認するため、図 4.4.3～4.4.6 に最大せん断ひずみの三次元分布図を示す。また、各断面における最大せん断ひずみの深度分布と平面分布を図 4.4.7～4.4.14 に示した。また、得られた解析結果の数値データを表 4.4.1 にまとめた。この結果、下記のことが分かった。

- ・ 弾性挙動を示したケース（100-1, 300-1, 300-2）では偏圧の影響から、最大地圧方向に対して 45° の方向におけるせん断ひずみが卓越していた。
- ・ 弾塑性解析（100-2）では、ゆるみ領域が発破による損傷領域とほぼ同じ範囲内に分布していた。

また、切羽進行に伴い塑性範囲が拡大していく状況を確認するため、GL. -100m の弾塑性解析の例を図 4.4.15 及び 4.4.16 に示した。この結果、切羽底面が下方に向かうに従って、塑性範囲も下方に進行していくが、切羽の進行に伴う側方への影響範囲の拡大はそれほど見られなかった。

表 4.4.1 比較対象位置における最大せん断ひずみ

ケース名		100-1	100-2	300-1	300-2
最大せん断ひずみ (%)	①最大地圧方向	0.79	23.6	0.04	0.16
	②接続部近傍	0.40	8.7	0.05	0.19
	③90°	0.43	2.4	0.05	0.15
	④45°	0.82	14.2	0.06	0.24
ゆるみ領域 (m)	①最大地圧方向	0.8	0.8	0.0	0.0
	②接続部近傍	0.8	0.8	0.0	0.0
	③90°	0.0	0.8	0.0	0.0
	④45°	0.8	0.8	0.0	0.0



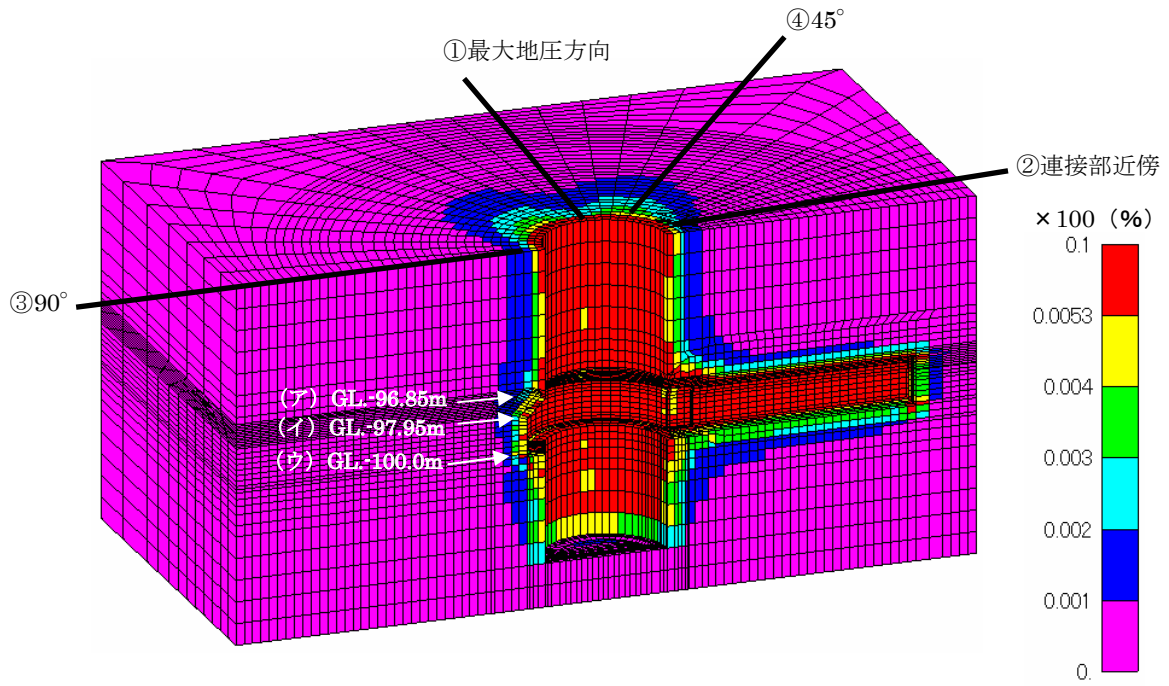


図 4. 4. 3 最大せん断ひずみ分布図 (GL. -100m弾性解析)

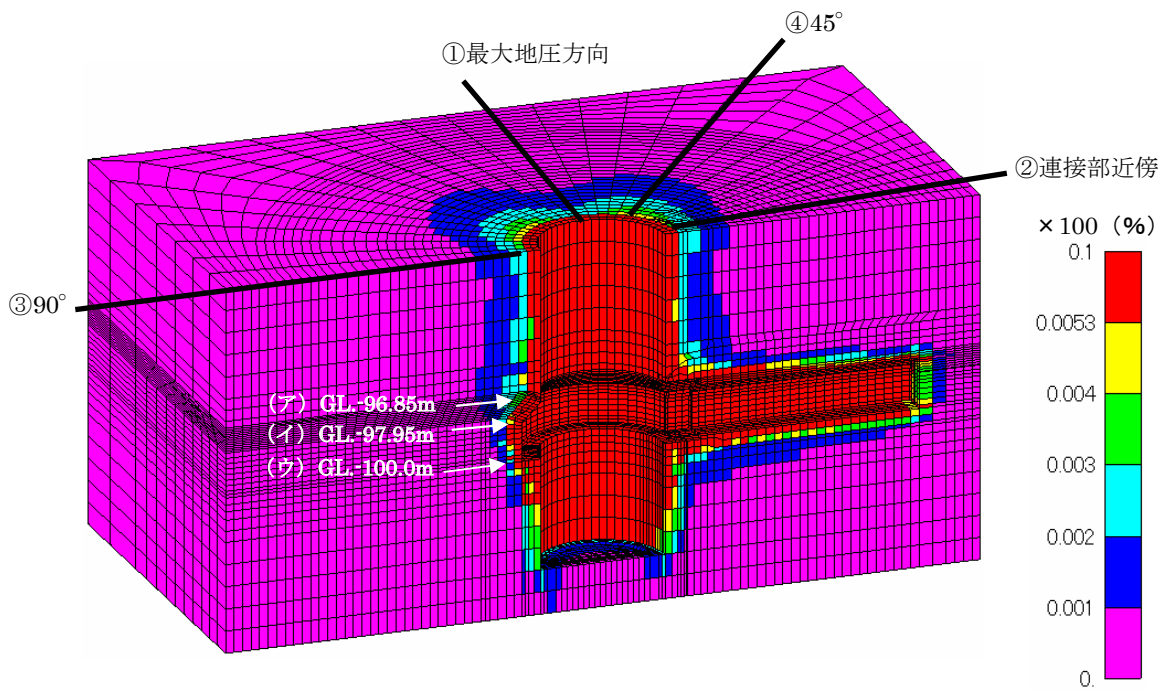


図 4. 4. 4 最大せん断ひずみ分布図 (GL. -100m弾塑性解析)

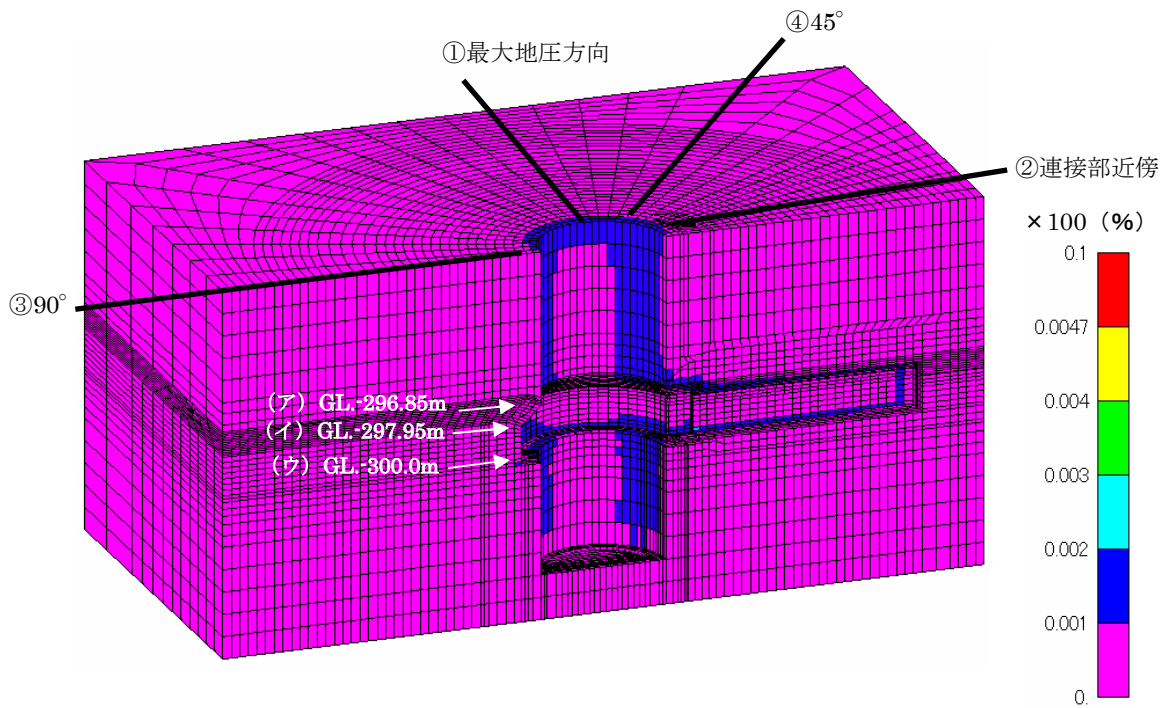


図 4. 4. 5 最大せん断ひずみ分布図 (GL. -300m C_H 級弾塑性解析)

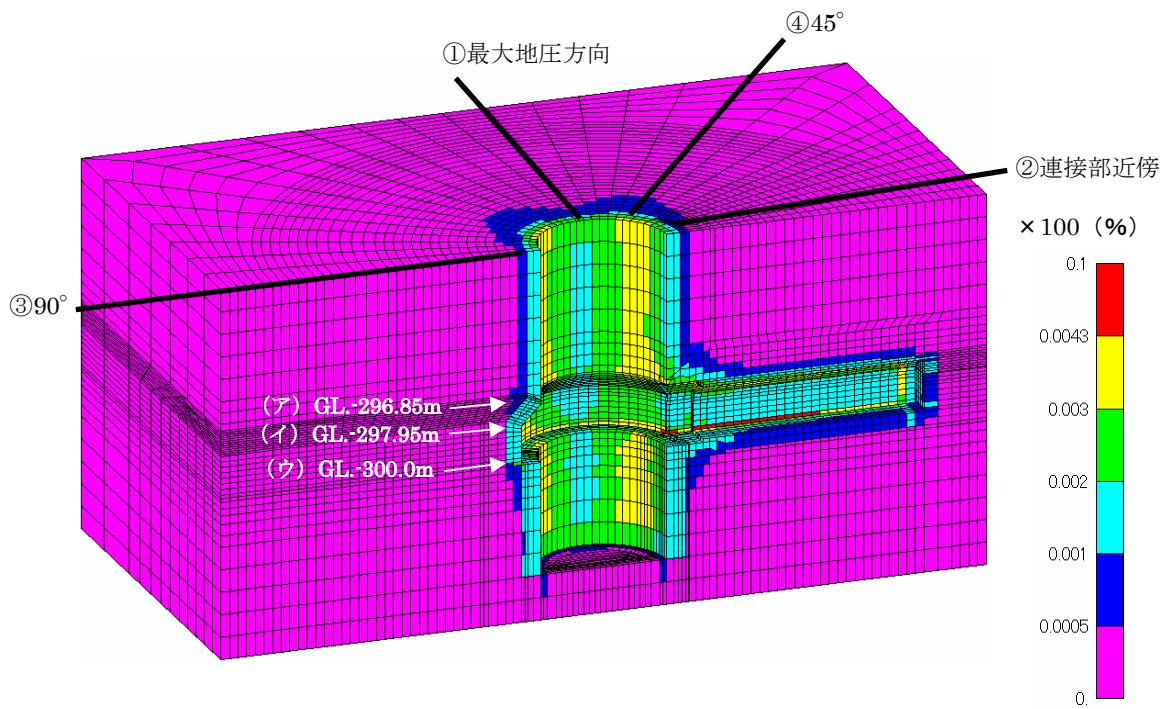


図 4. 4. 6 最大せん断ひずみ分布図 (GL. -300m C_L 級弾塑性解析)

GL. -100m弾性解析

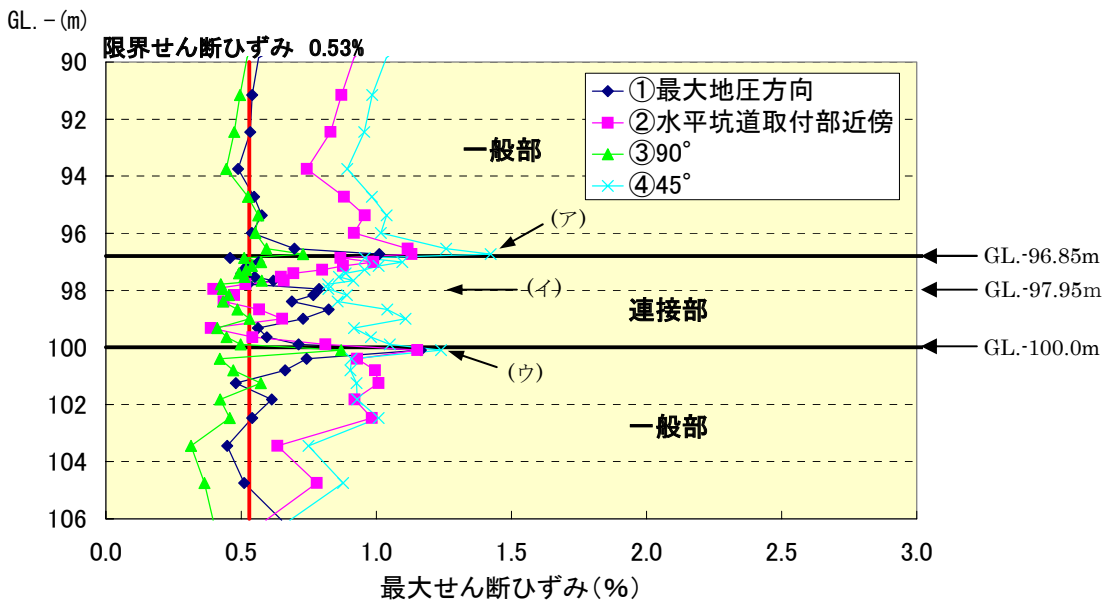


図 4.4.7 最大せん断ひずみ深度分布図 (GL. -100m弾性解析)

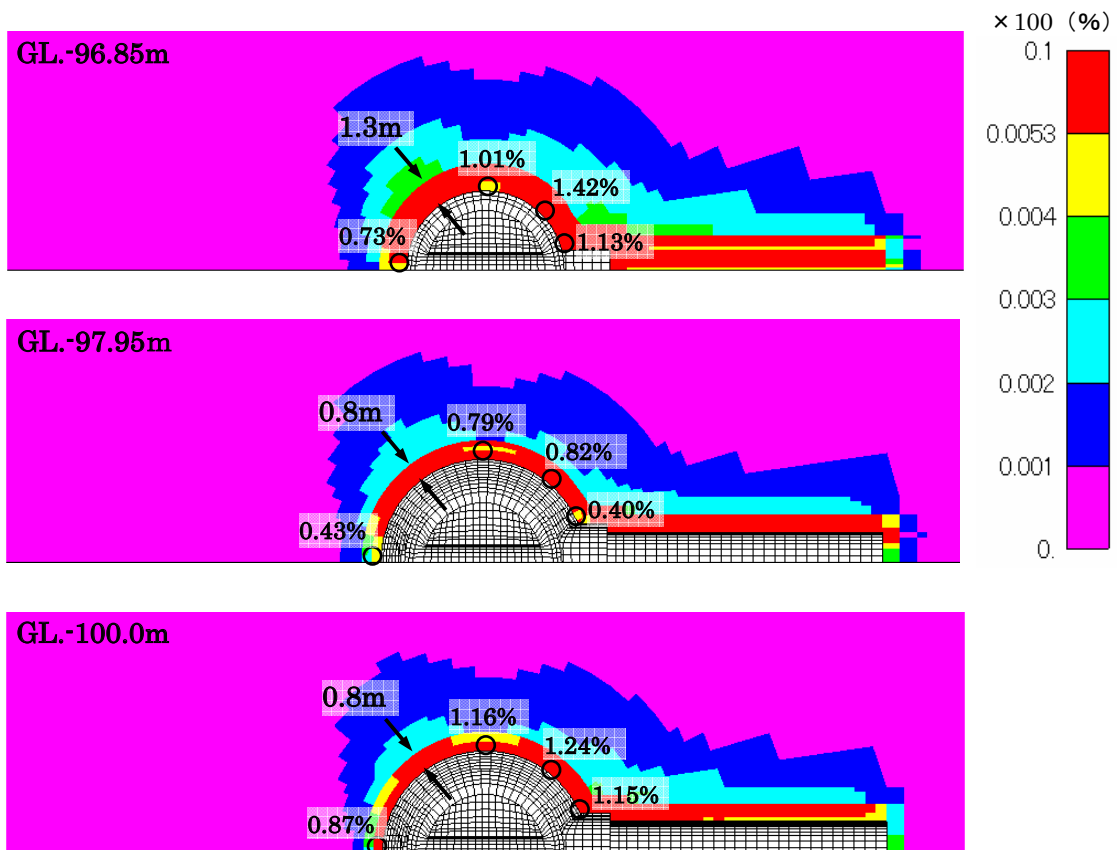


図 4.4.8 最大せん断ひずみ断面分布図 (GL. -100m弾性解析)

GL. -100m弾塑性解析

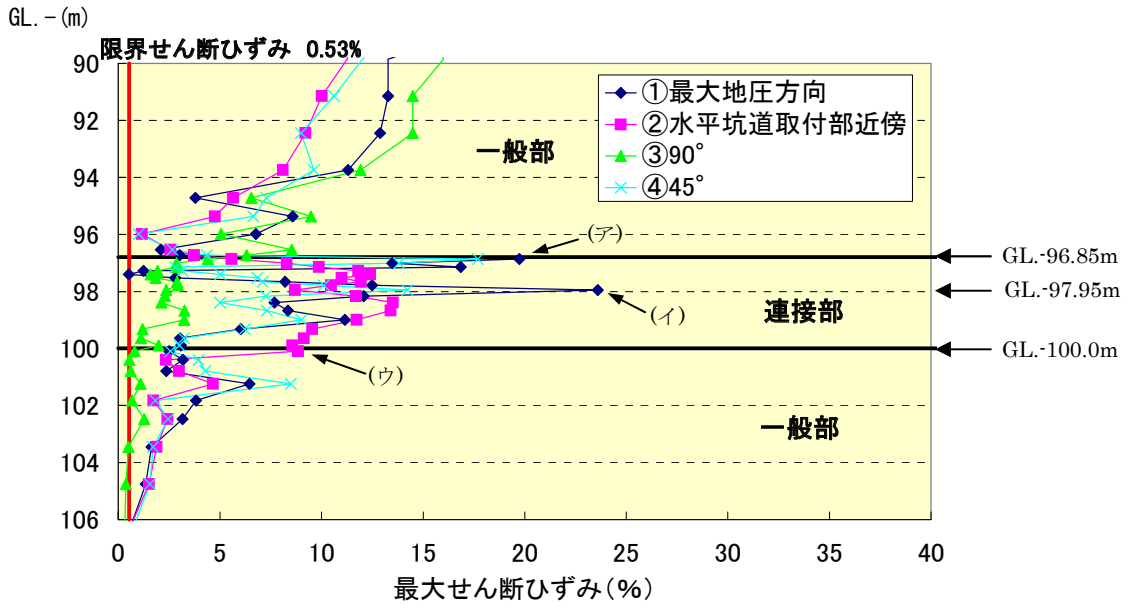


図 4. 4. 9 最大せん断ひずみ深度分布図 (GL. -100m弾塑性解析)

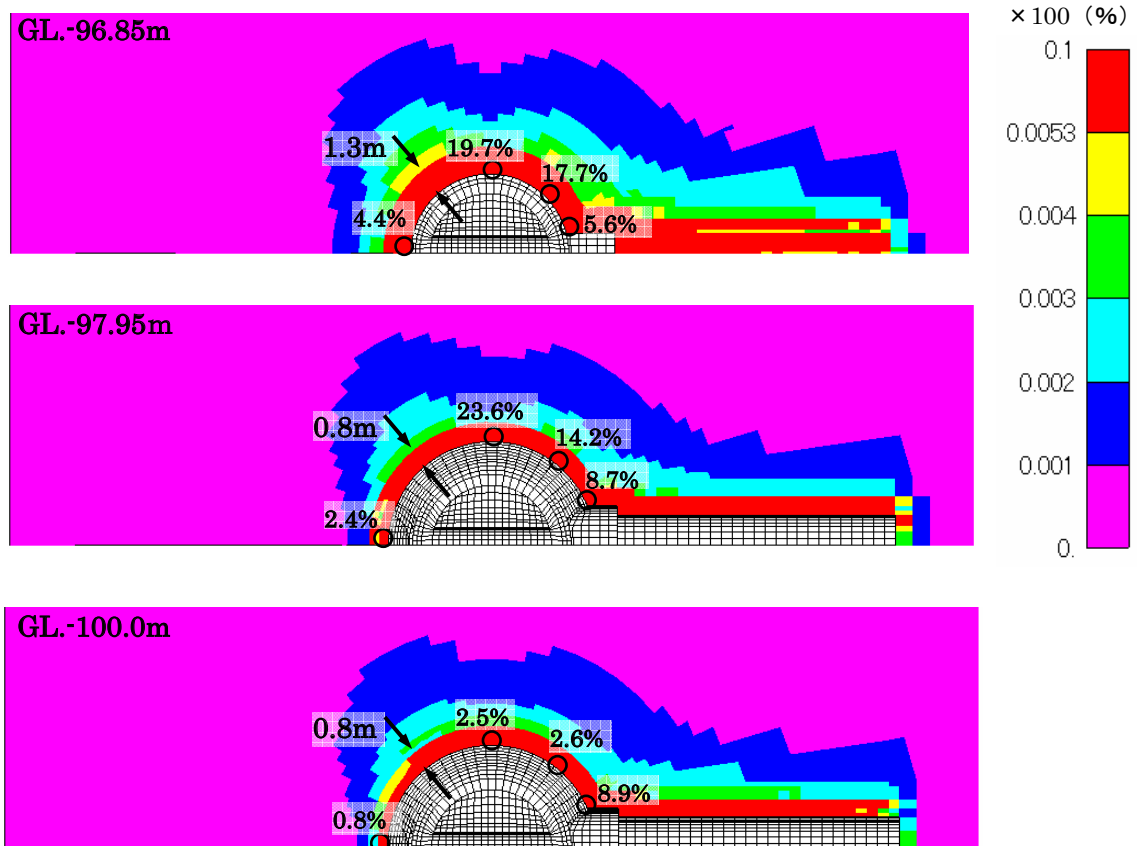


図 4. 4. 10 最大せん断ひずみ断面分布図 (GL. -100m弾塑性解析)

GL. -300m弾性解析 C_H級

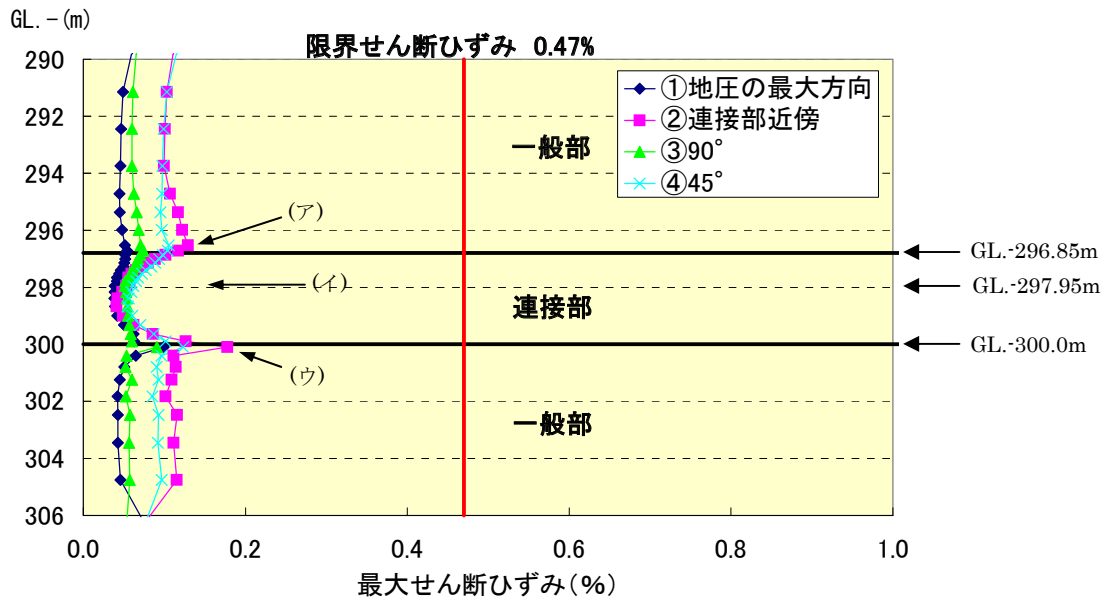


図 4.4.11 最大せん断ひずみ深度分布図 (GL. -300m弾性解析 C_H級)

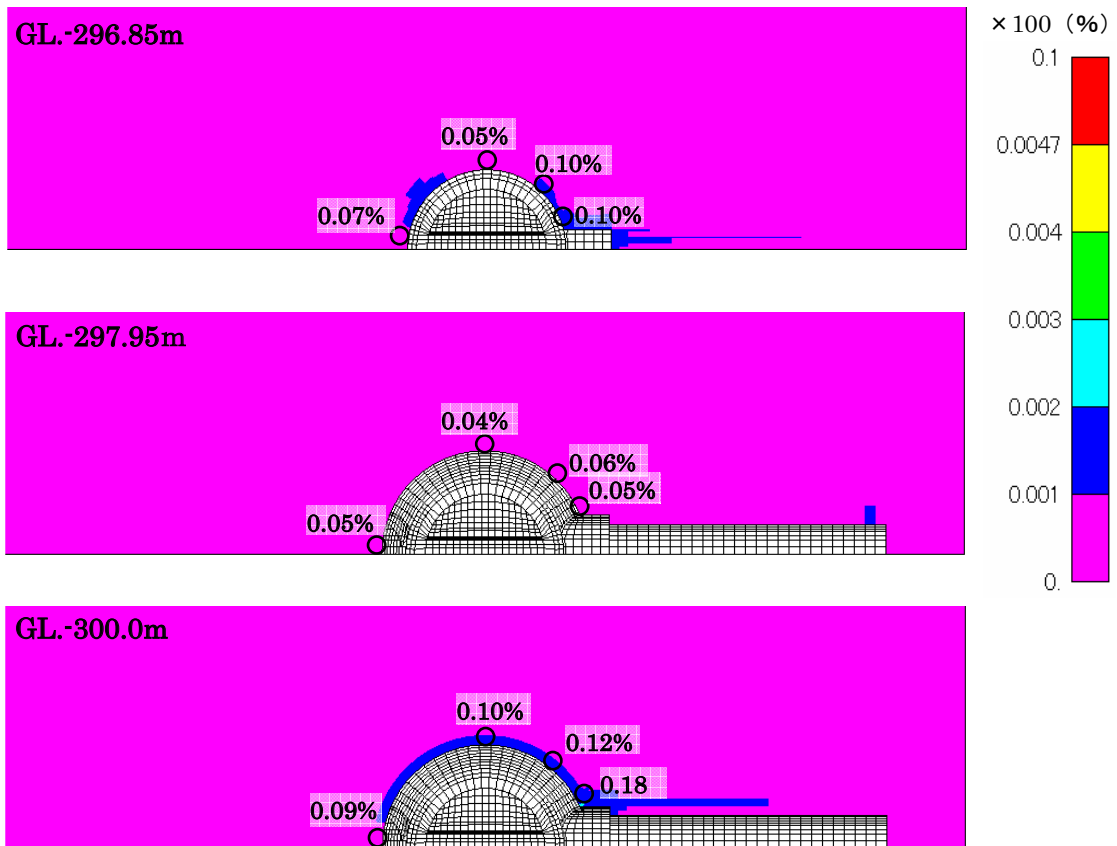


図 4.4.12 最大せん断ひずみ断面分布図 (GL. -300m弾性解析 C_H級)

GL. -300m弾性解析 C_L級

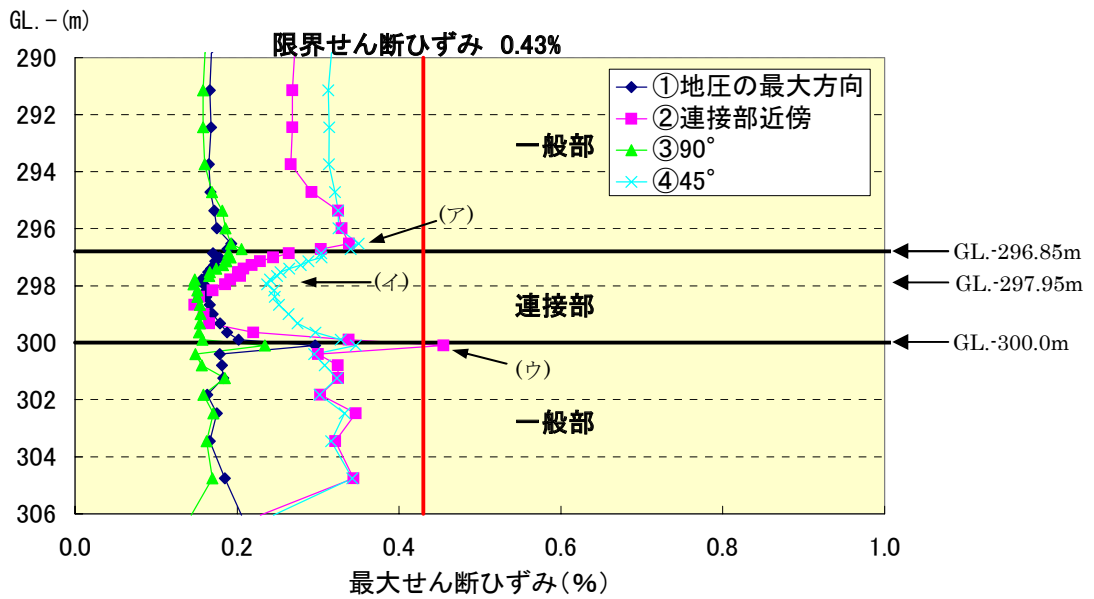


図 4.4.13 最大せん断ひずみ深度分布図 (GL. -300m弾性解析 C_L級)

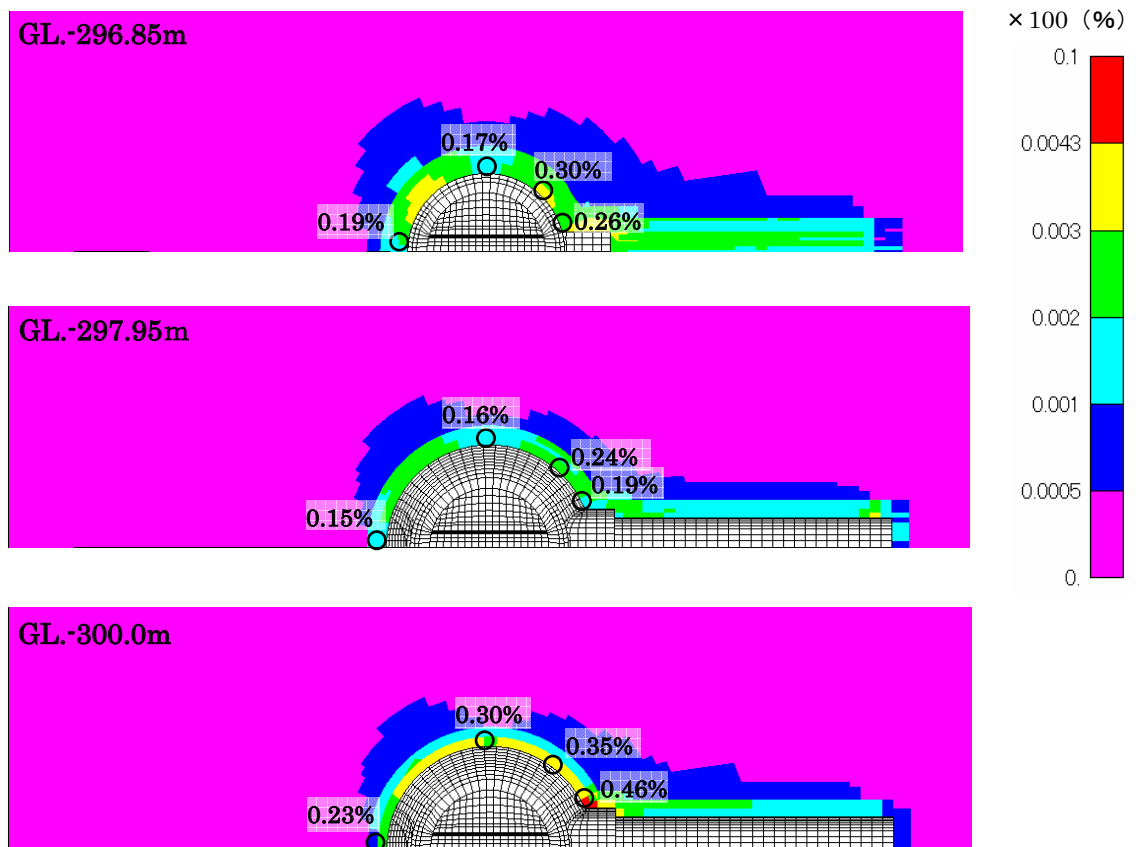


図 4.4.14 最大せん断ひずみ断面分布図 (GL. -300m弾性解析 C_L級)

GL. -100m弾塑性解析

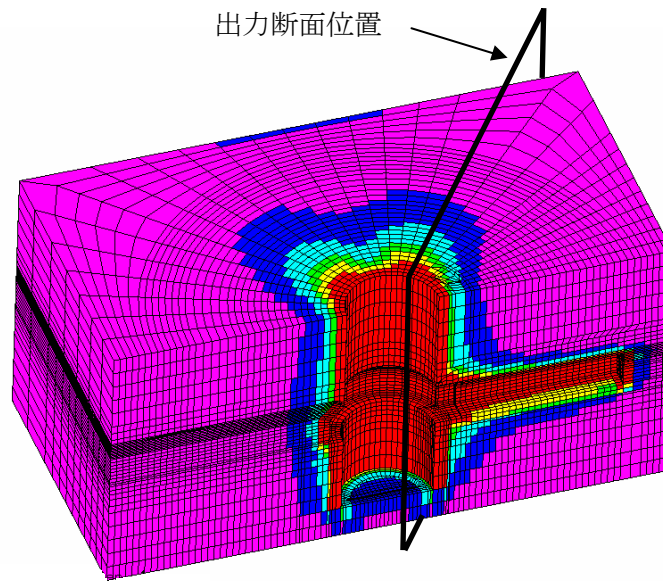


図 4. 4. 15 塑性範囲出力断面位置 (GL. -100m弾塑性解析)

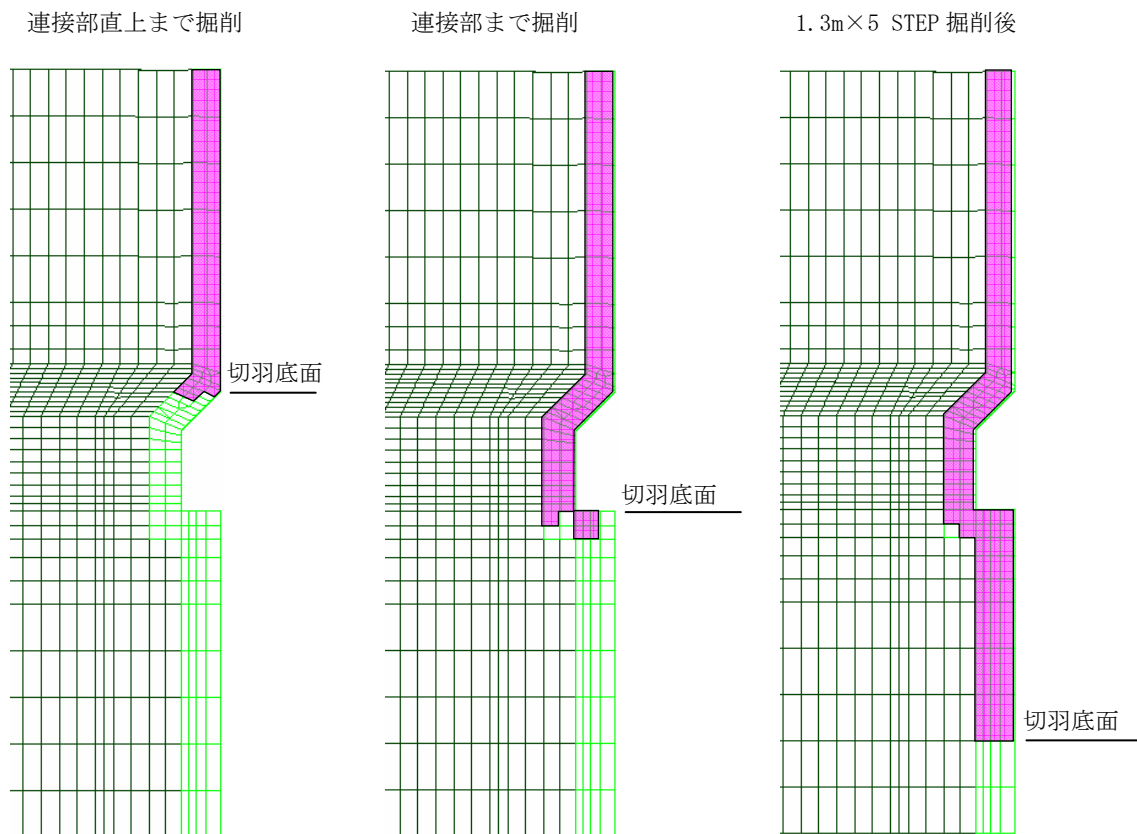


図 4. 4. 16 切羽進行に伴う塑性範囲の拡大 (GL. -100m弾塑性解析)

4.4.3 変形量

立坑と予備ステージの接続部の影響を確認するため、図 4.4.17~4.4.20 には変位の三次元コンター図を示す。ここでは、下図の比較位置を対象にして、最終変位量を表 4.4.2 にとりまとめた。各断面における深度分布図については図 4.4.21~4.4.24 に示す。また、水平坑道については、立坑からの離間距離を 2m、4m、6m、8m、10m とした場合の最終変位量を表 4.4.3 にとりまとめた。この結果を図 4.4.25~4.4.28 に示す。この結果、下記のことが分かる。

- ・ 最終変位量の比較から、最大変位量は最大地圧方向と考えられた。
- ・ 立坑と予備ステージの接続部では、吹付けコンクリート打設後の変位が大きくなる。
- ・ 覆工コンクリート打設後の変位は、最大地圧方向が最も大きいと予測されている。
- ・ 水平坑道側壁の変形量は、天端の変形と比較して大きくなる。
- ・ 水平坑道の変形量は、立坑からの離隔距離が重要なパラメータとなることが分かった。

表 4.4.2 比較対象位置における変位量（立坑）

ケース名		100-1	100-2	300-1	300-2
最終変位量 (mm)	①最大地圧方向	17.29	41.84	2.06	5.35
	②接続部近傍	15.04	27.48	1.96	5.30
	③90°	5.93	6.41	1.22	2.73
	④45°	13.46	40.64	1.78	4.49
吹付け後の 変位量 (mm)	①最大地圧方向	4.01	6.08	0.51	1.30
	②接続部近傍	7.16	12.21	0.77	2.65
	③90°	0.14	0.04	0.24	0.47
	④45°	2.37	2.63	0.39	0.95
覆工後の 変位量 (mm)	①最大地圧方向	1.33	2.03	0.26	0.55
	②接続部近傍	0.76	1.21	0.17	0.40
	③90°	0.42	0.17	0.15	0.18
	④45°	0.66	1.28	0.22	0.42

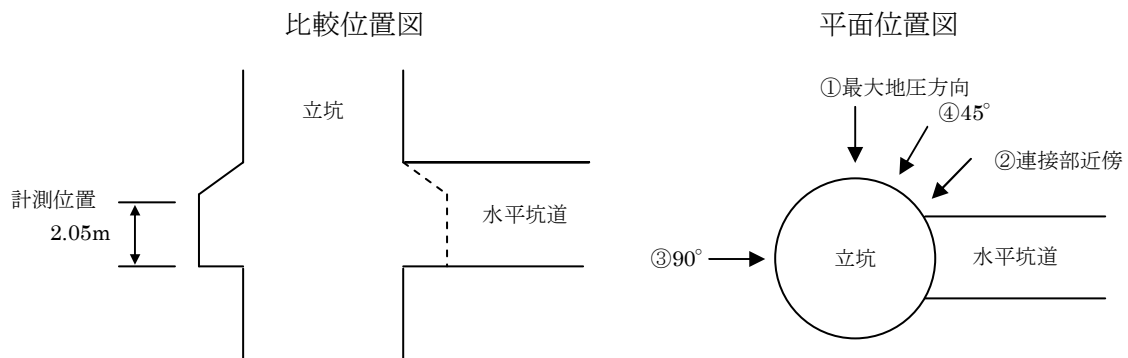
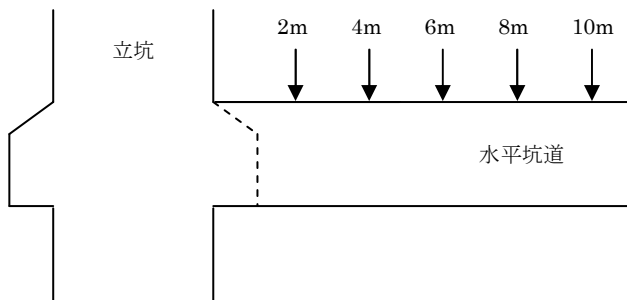


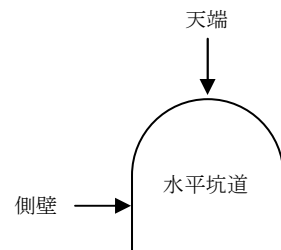
表 4.4.3 比較対象位置における変位量（水平坑道）

ケース名		100-1		100-2		300-1		300-2	
		天端	側壁	天端	側壁	天端	側壁	天端	側壁
最終変位量 (mm)	2m	1.50	16.12	49.04	67.27	0.61	1.78	1.29	5.30
	4m	0.23	14.81	37.96	46.98	0.23	1.55	0.43	4.56
	6m	0.10	14.17	28.31	38.48	0.12	1.43	0.32	4.30
	8m	0.31	13.72	21.26	32.75	0.05	1.35	0.15	4.17
	10m	0.44	13.23	13.64	27.18	0.00	1.27	0.04	3.95
吹付け後の 変位量 (mm)	2m	0.63	4.31	47.80	48.90	0.02	0.36	0.14	1.04
	4m	0.52	3.70	36.73	32.36	0.09	0.36	0.13	1.24
	6m	0.50	3.40	27.76	24.27	0.03	0.20	0.08	0.54
	8m	0.51	3.15	20.81	18.76	0.07	0.18	0.02	0.58
	10m	0.48	2.79	13.19	13.36	0.01	0.21	0.00	0.87
覆工後の 変位量 (mm)	2m	0.29	0.75	0.75	2.48	0.03	0.11	0.05	0.26
	4m	0.12	0.37	0.50	1.30	0.02	0.07	0.04	0.16
	6m	0.05	0.19	0.17	0.54	0.02	0.04	0.03	0.10
	8m	0.01	0.10	0.01	0.22	0.01	0.03	0.03	0.05
	10m	0.00	0.05	0.02	0.10	0.01	0.01	0.02	0.03

比較位置図



断面位置図



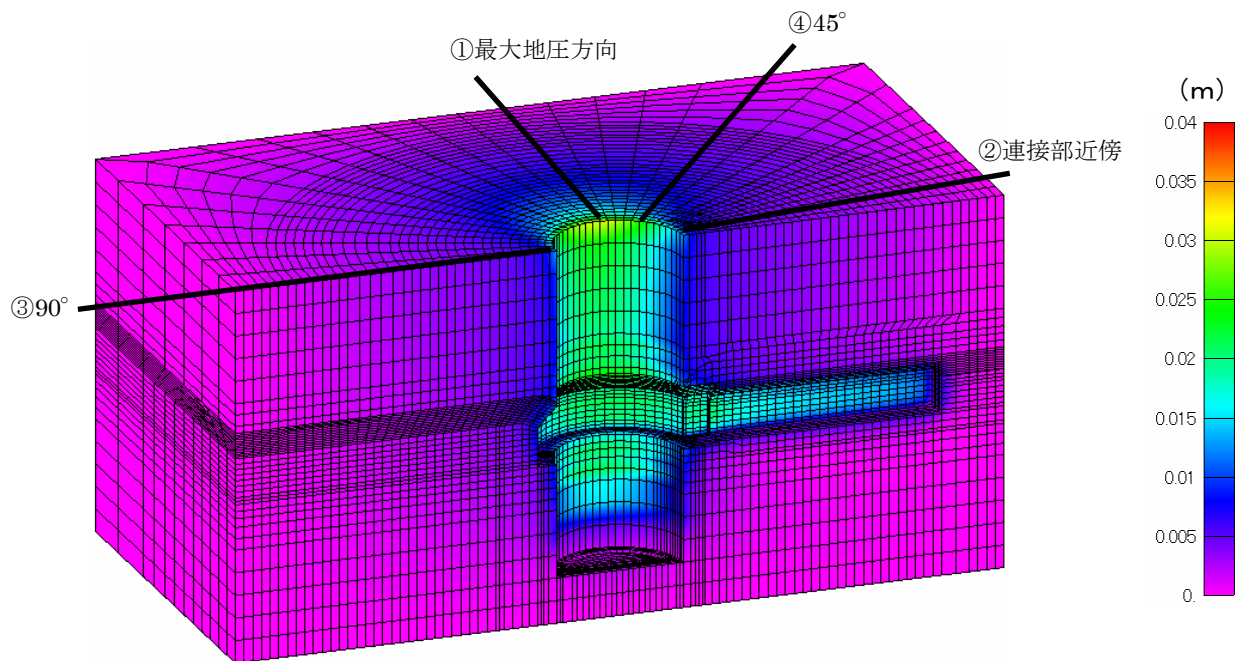


図 4. 4. 17 変位コンター図 (GL. -100m 弾性解析)

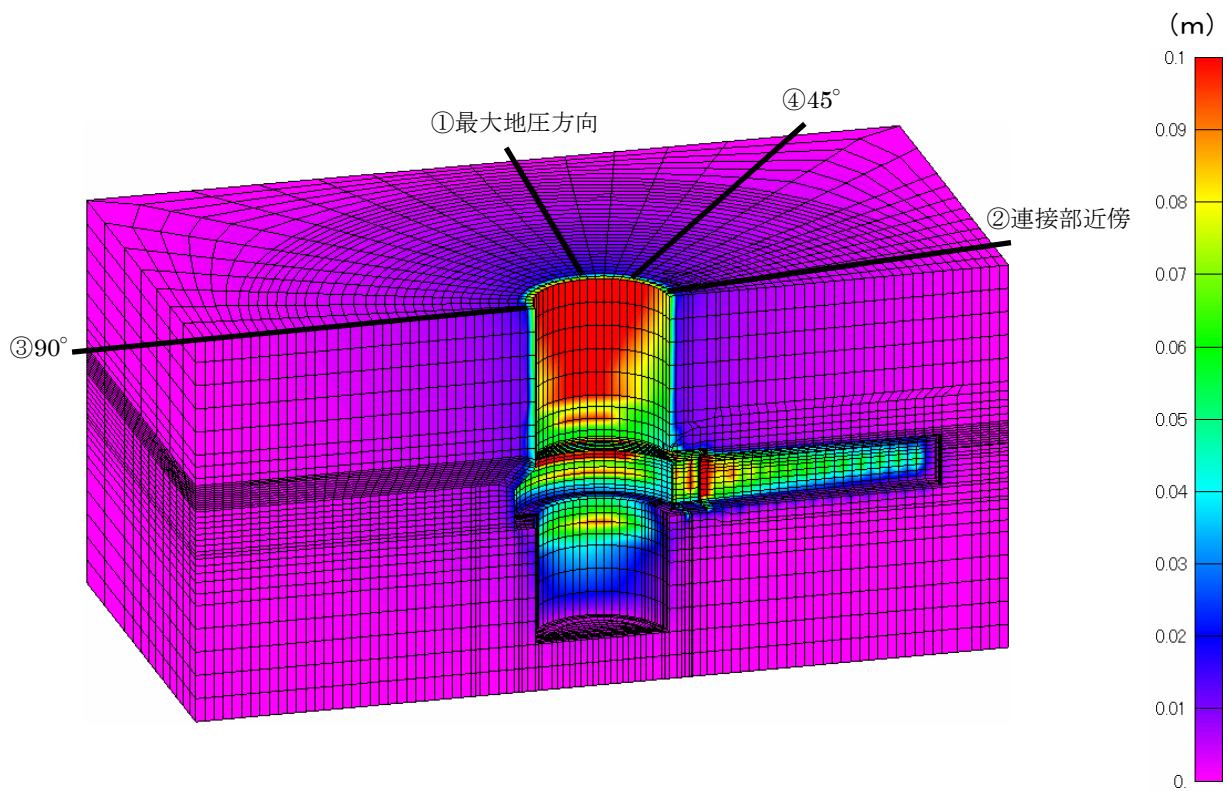


図 4. 4. 18 変位コンター図 (GL. -100m 弾塑性解析)

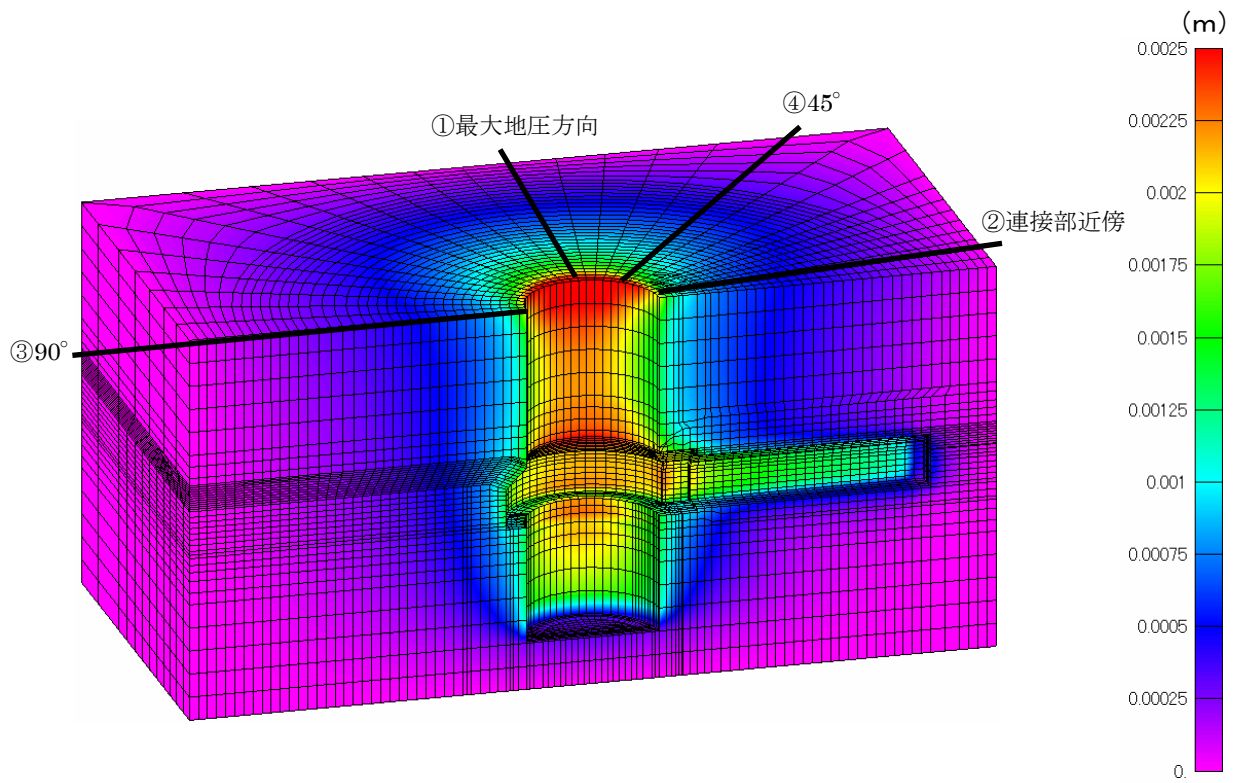


図 4. 4. 19 変位コンター図 (GL. -300m C_H級 弾性解析)

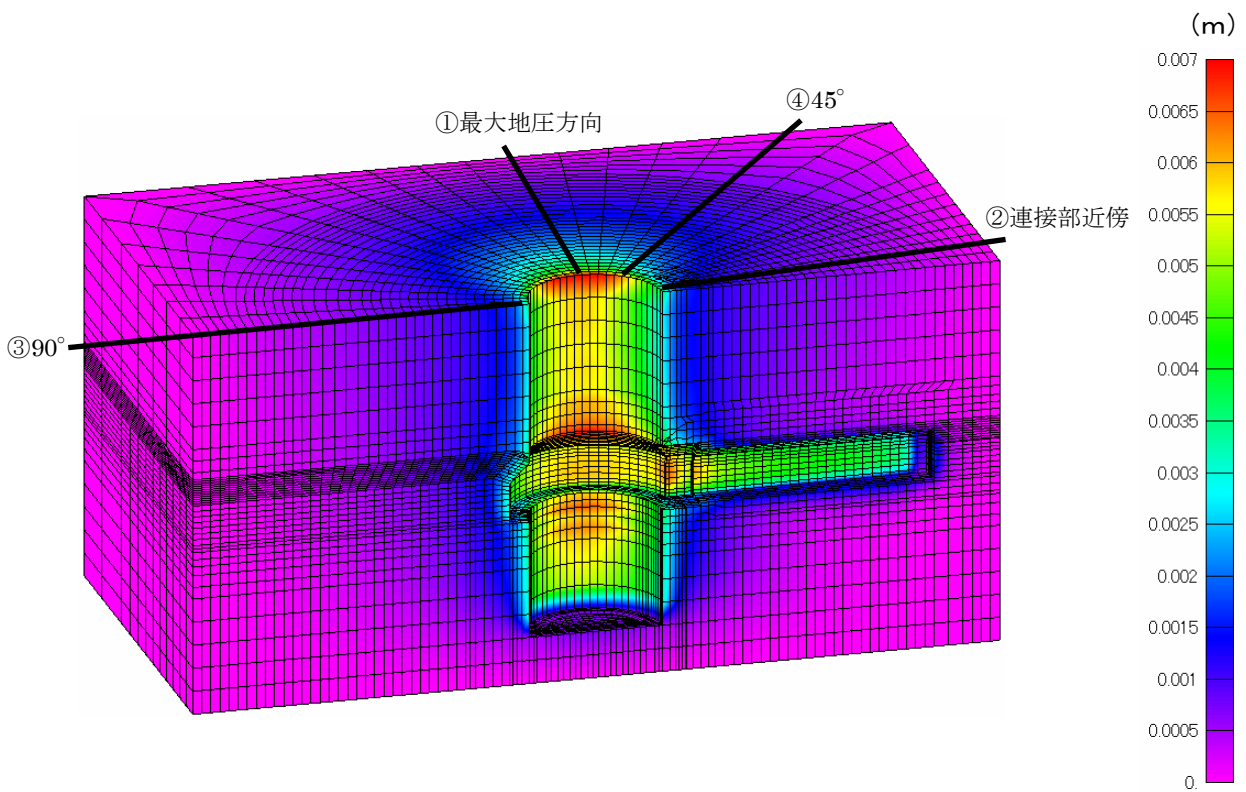


図 4. 4. 20 変位コンター図 (GL. -300m C_L級 弾性解析)

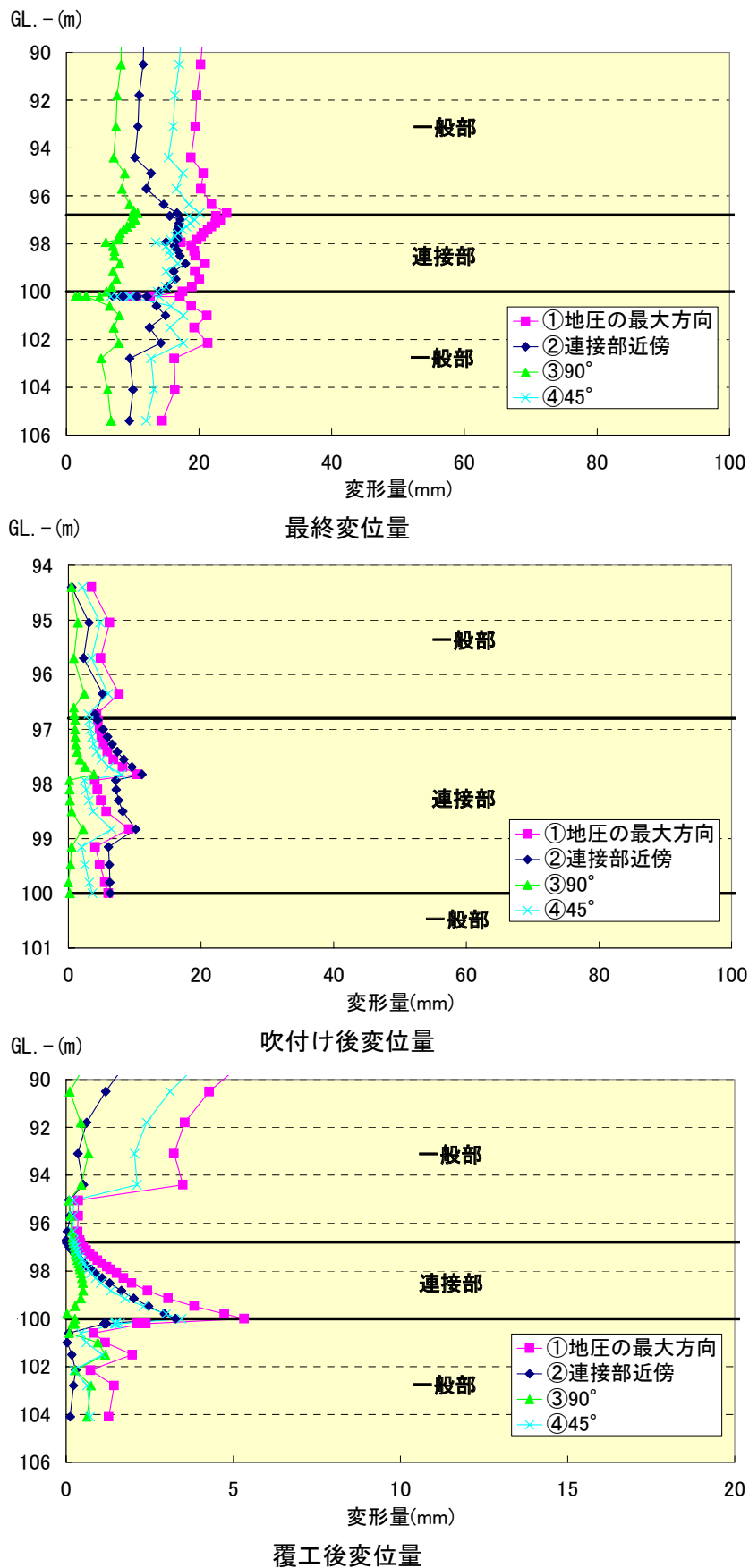


図 4. 4. 21 GL. -100m付近の変形量と深度の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾性解析)

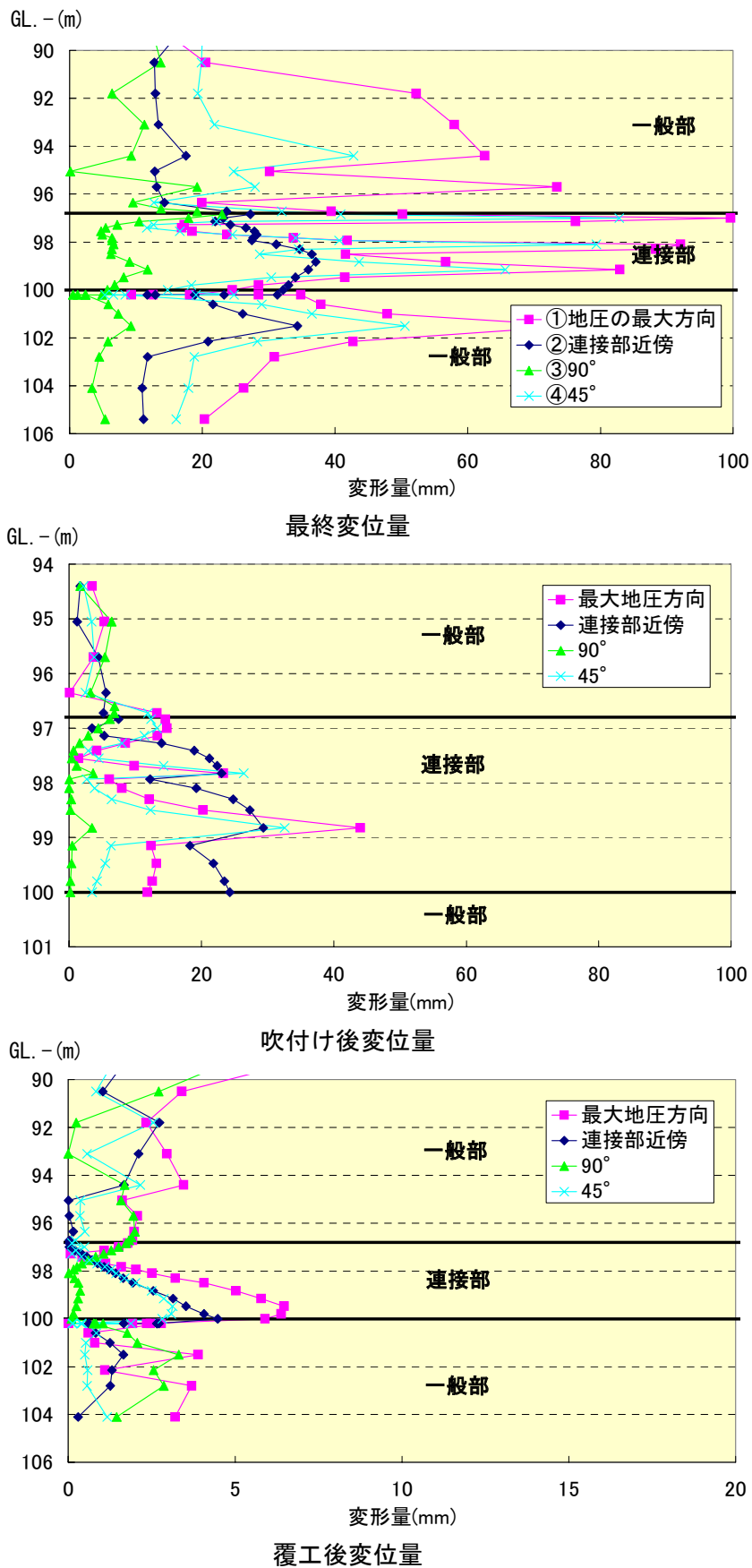


図 4. 4. 22 GL. -100m付近の変形量と深度の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)

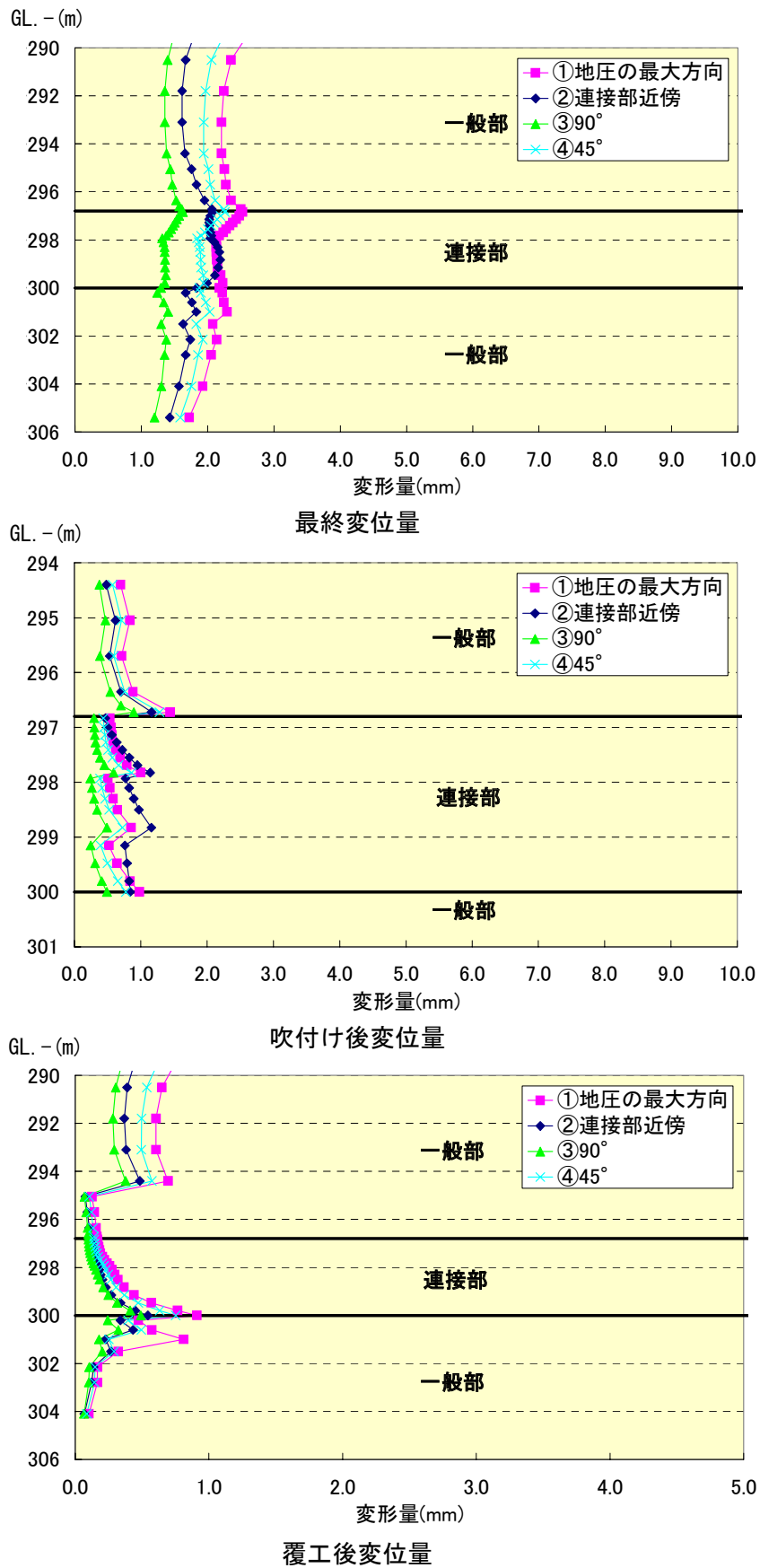


図 4. 4. 23 GL-300m付近の変形量と深度の関係（花崗岩部、C_{II}級、弾性解析）

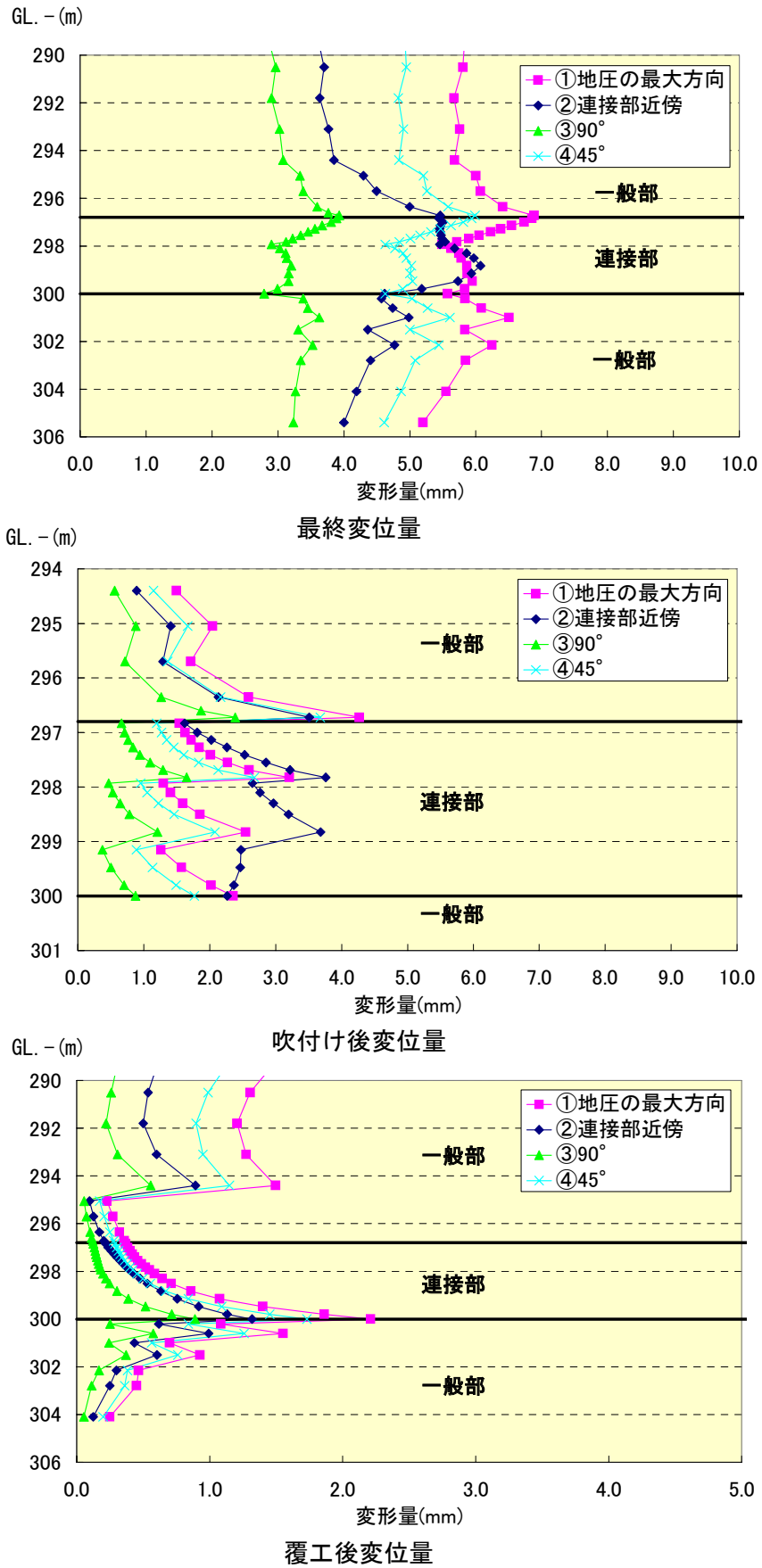


図 4.4.24 GL-300m付近の変形量と深度の関係 (花崗岩部、C_L級、弾性解析)

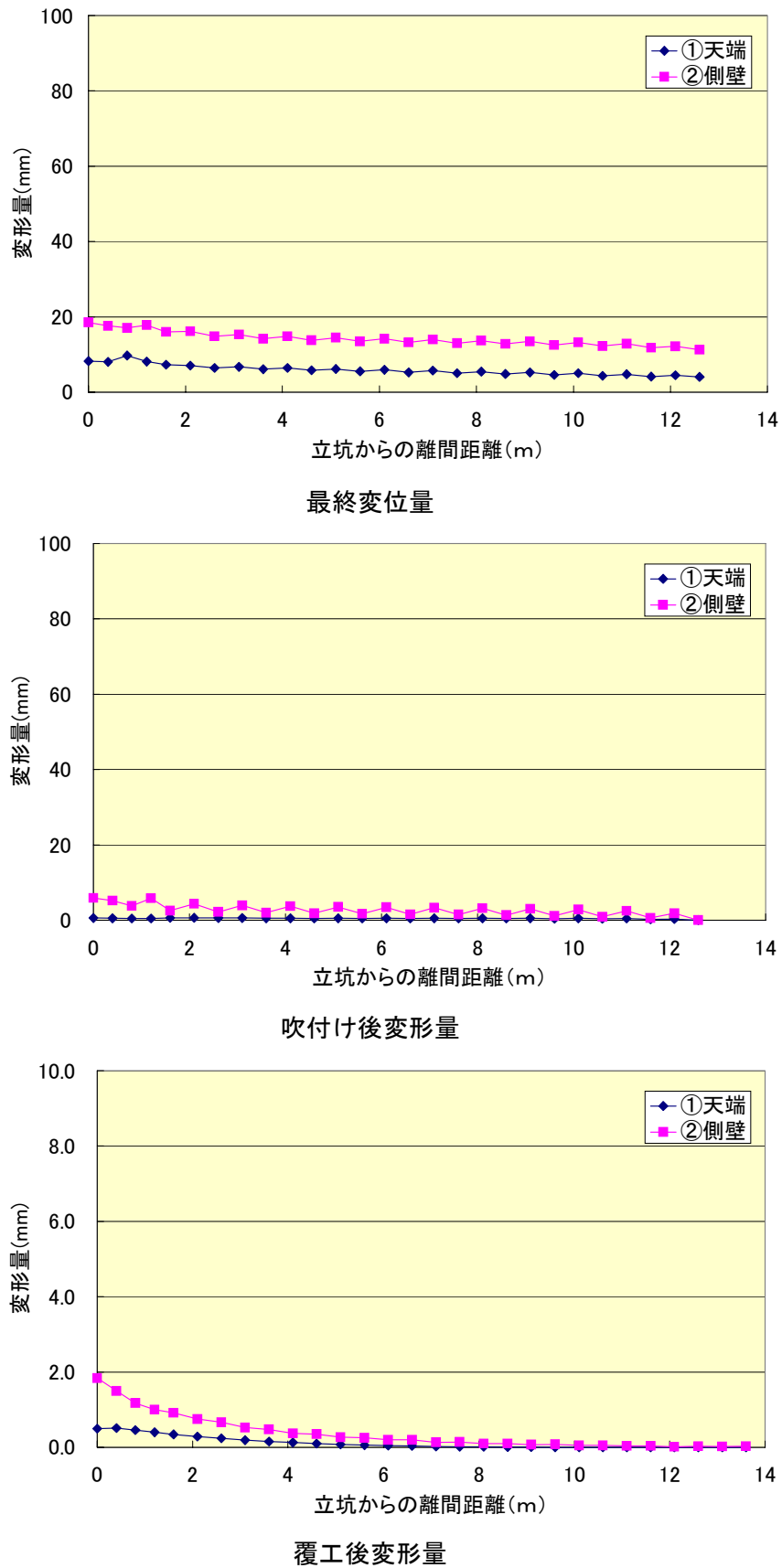
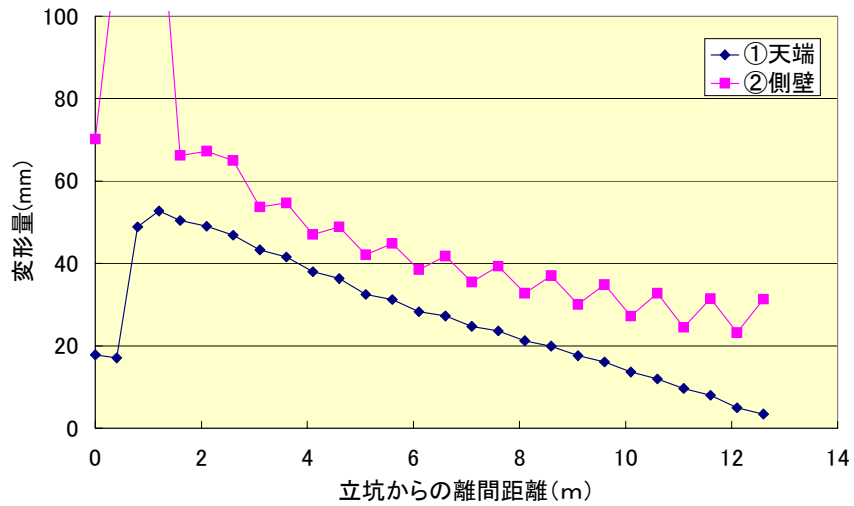
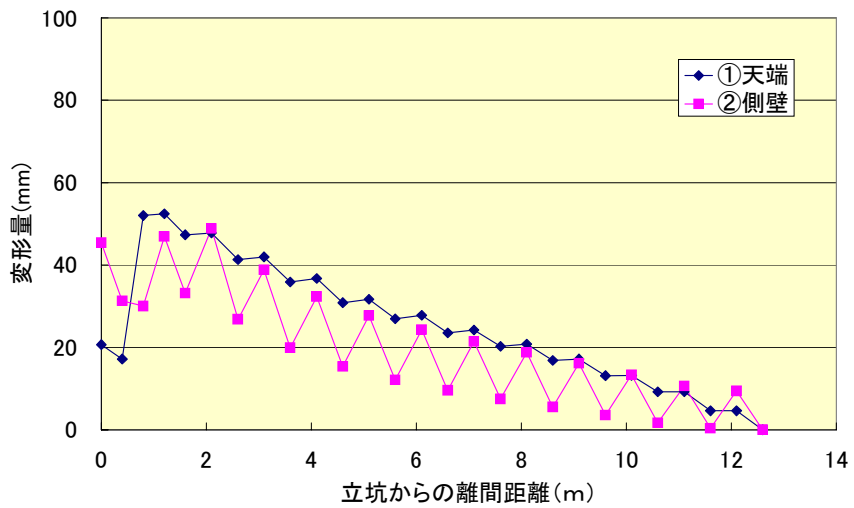


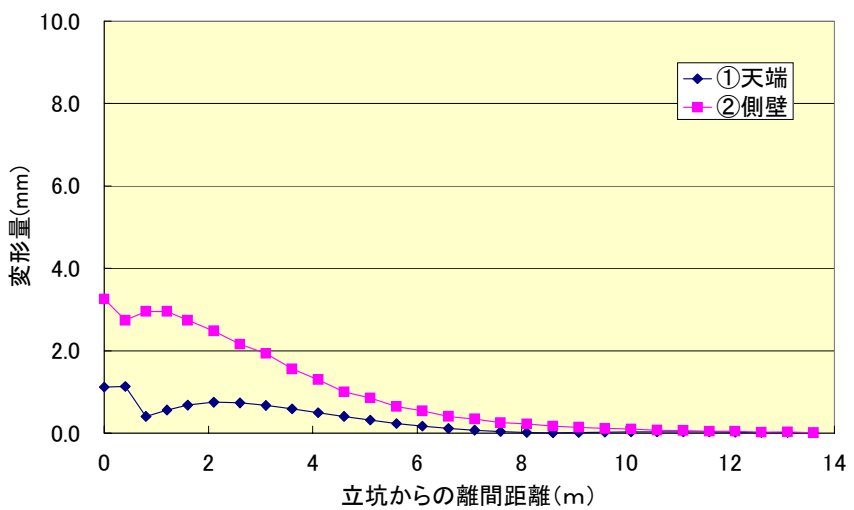
図 4. 4. 25 GL -100m水平坑道の変形量と立坑からの離隔距離の関係
(堆積岩部、C_L級、弾性解析)



最終変位量

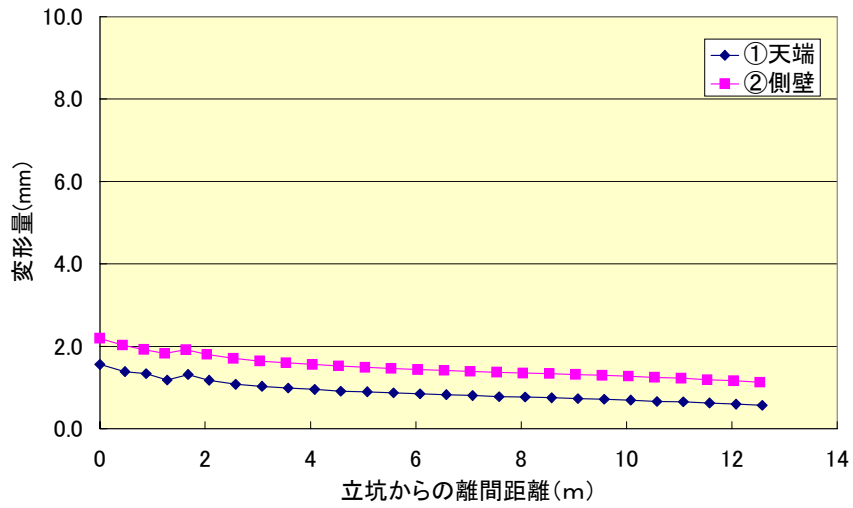


吹付け後変形量

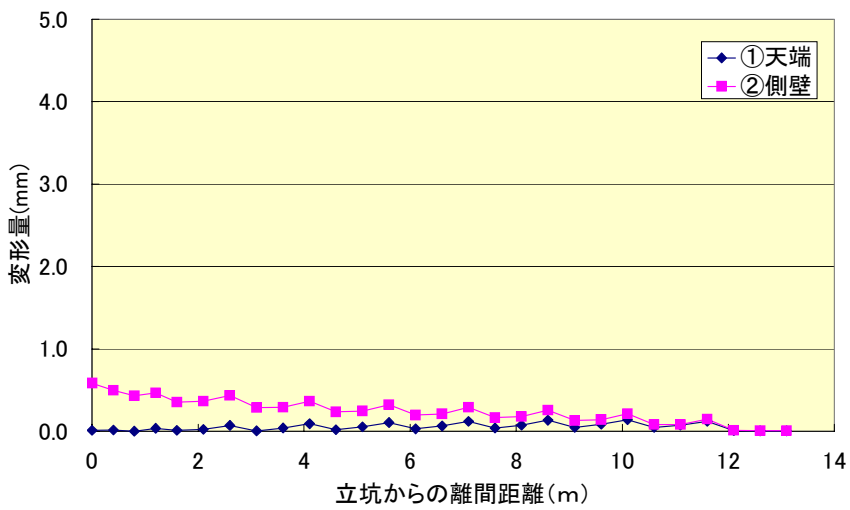


覆工後変形量

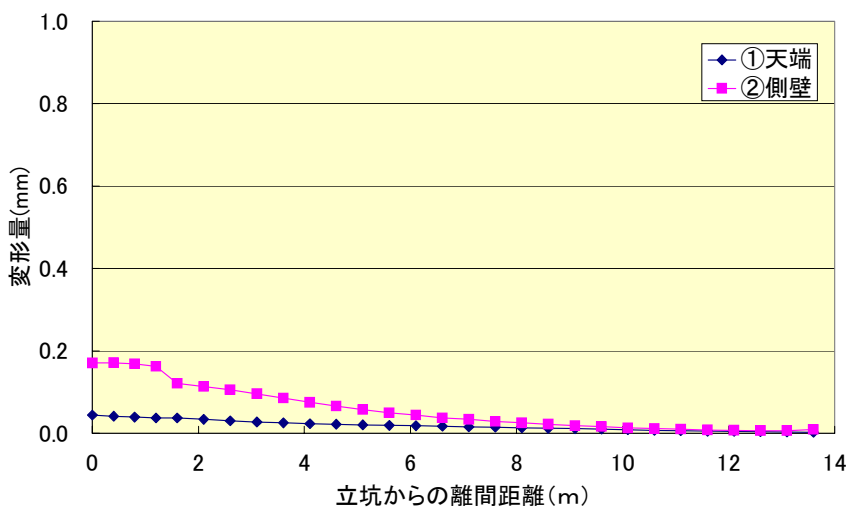
図 4.4.26 GL. -100m水平坑道の変形量と立坑からの離隔距離の関係 (堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)



最終変位量

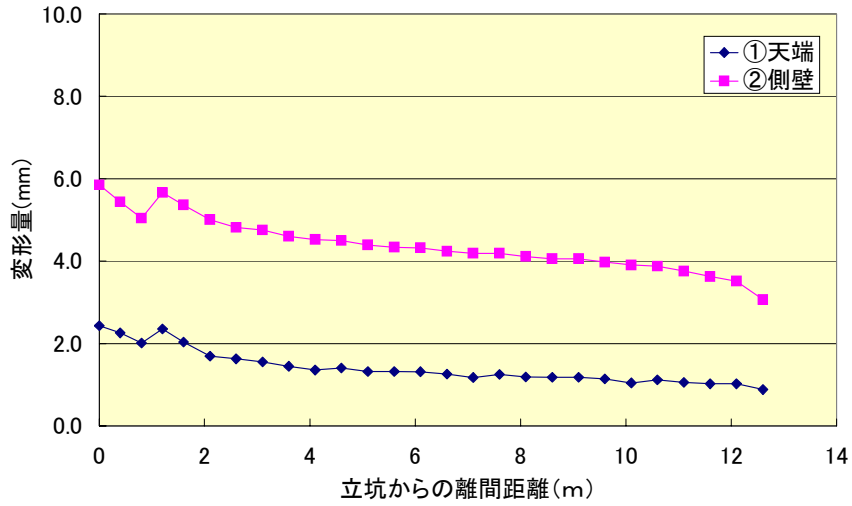


吹付け後変形量

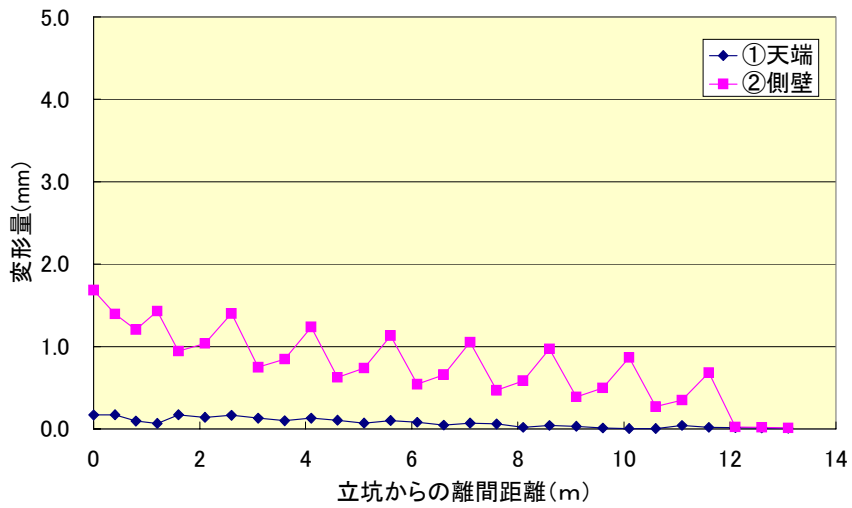


覆工後変形量

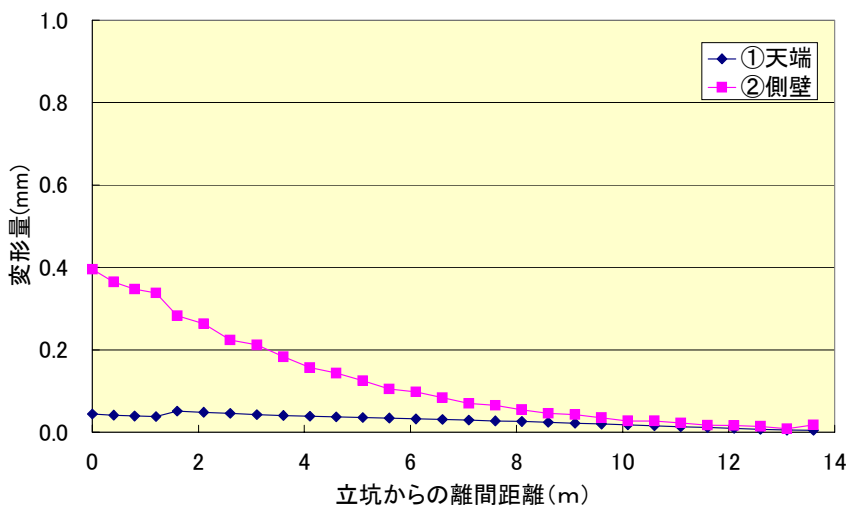
図 4. 4. 27 GL. -300m水平坑道の変形量と立坑からの離隔距離の関係
(花崗岩部、C_H級、弾性解析)



最終変位量



吹付け後変形量



覆工後変形量

図 4. 4. 28 GL. -300m水平坑道の変形量と立坑からの離隔距離の関係
(花崗岩部、C_L級、弾性解析)

4.4.4 覆工コンクリート応力度

立坑と予備ステージの接続部の影響を確認するため、図 4.4.29～4.4.32 に覆工コンクリート応力の三次元コンター図を示す。ここでは、下図の比較位置を対象にして、覆工コンクリート応力を表 4.4.4 にとりまとめた。各断面における深度分布図については図 4.4.33～4.4.36 に示す。また、水平坑道については、下図の位置についてとりまとめた。この結果を同じく表 4.4.4 にとりまとめ、分布を図 4.4.37～4.4.40 に示す。この結果、下記のことが分かる。

- ・ 覆工コンクリート応力は計測予定位置の接続部では、施工手順からそれほど大きな値とならない。
- ・ 一般部の最下部では、NATM 工法で行う部分の覆工コンクリートの施工時期までに応力解放が進行するため、覆工コンクリート応力は比較的大きくなる。
- ・ 接続部より 2.6m 下の一般部では、切羽の進行に伴う内空変位の増加により覆工コンクリートの応力増加が認められる。
- ・ 水平坑道との接続部では、覆工コンクリートが水平坑道掘削後に施工されるため応力が小さくなると考えられる。

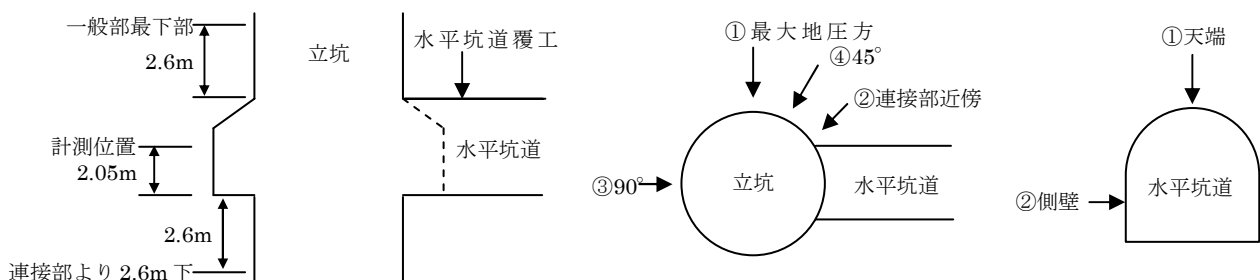
表 4.4.4 比較対象位置における覆工コンクリート応力

ケース名		100-1	100-2	300-1	300-2
計測位置 (N/mm ²)	①最大地圧方向	1.92	8.36	0.77	1.44
	②接続部近傍	5.58	5.97	0.60	2.14
	③90°	1.93	4.98	1.20	2.76
	④45°	2.28	4.24	0.98	2.25
一般部最下部 (N/mm ²)	①最大地圧方向	8.08	6.98	6.83	10.78
	②接続部近傍	16.09	15.64	12.71	19.42
	③90°	15.58	14.01	12.73	18.93
	④45°	11.31	10.83	9.67	14.98
接続部より 2.6m 下 (N/mm ²)	①最大地圧方向	14.55	21.87	10.24	14.76
	②接続部近傍	23.82	36.74	15.99	21.88
	③90°	22.80	35.17	16.41	23.16
	④45°	18.87	31.67	13.01	18.91
水平坑道 (N/mm ²)	①天端	3.50	1.95	1.51	3.10
	②側壁	1.02	1.84	0.25	0.02

比較位置図

平面位置図

断面位置図



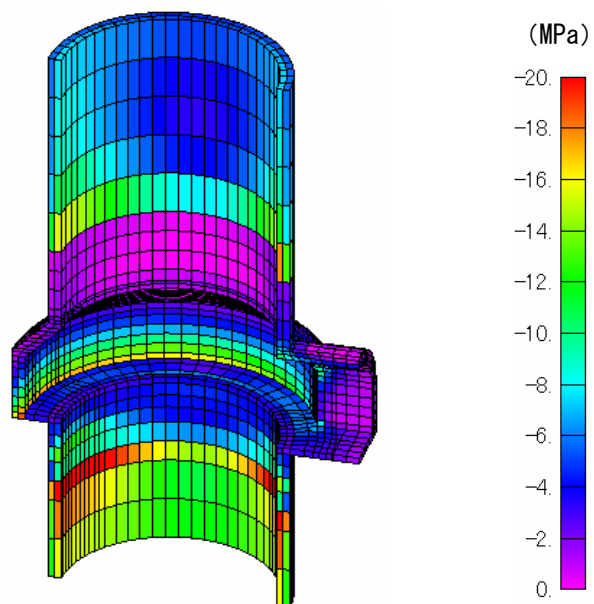


図 4. 4. 29 覆エコンクリート応力 (GL. -100m C_L級 弾性解析)

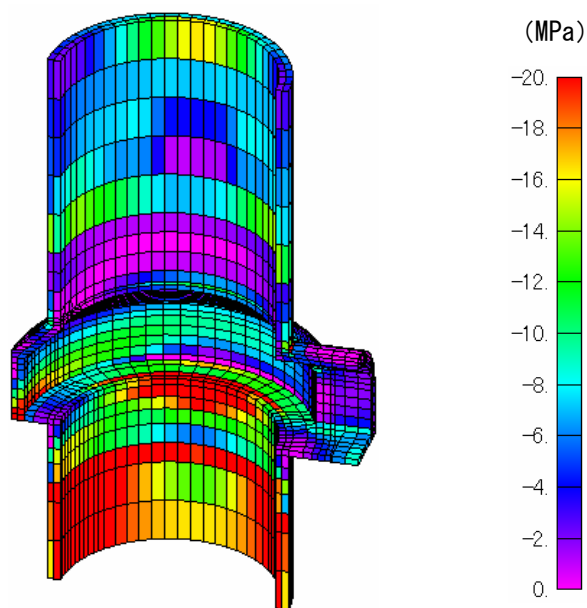


図 4. 4. 30 覆エコンクリート応力 (GL. -100m C_L級 弾塑性解析)

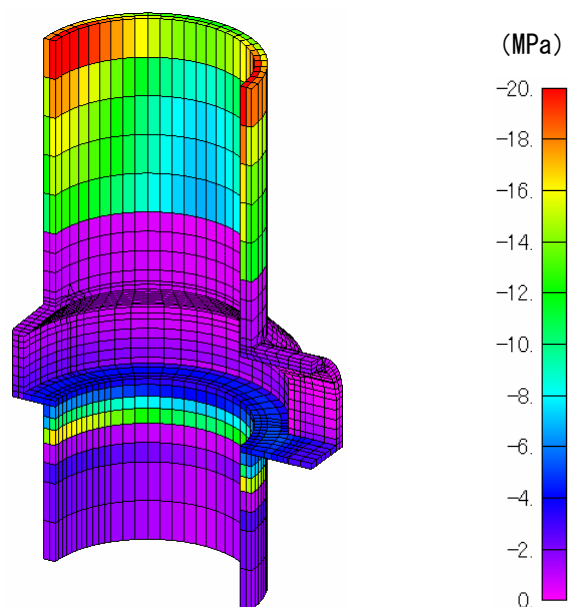


図 4. 4. 31 覆エコンクリート応力 (GL. -300m C_H級 弾性解析)

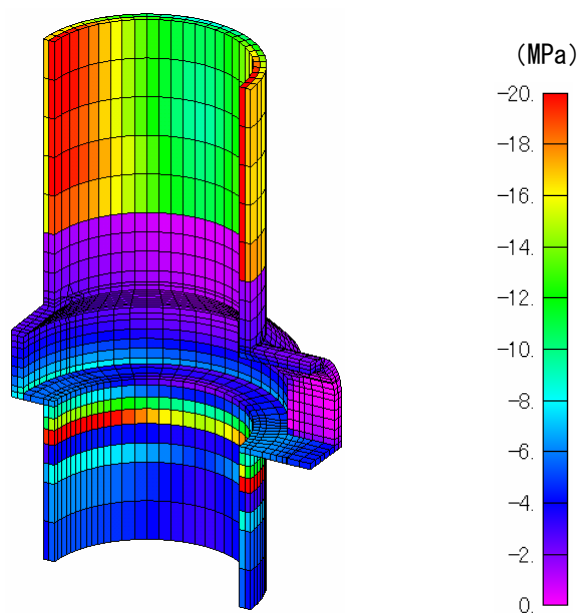


図 4. 4. 32 覆エコンクリート応力 (GL. -300m C_L級 弾性解析)

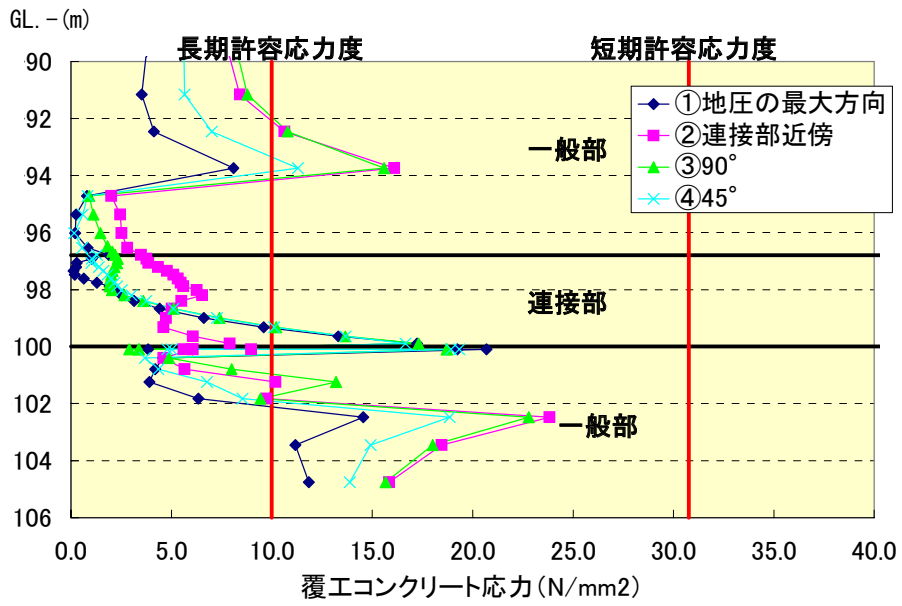


図 4. 4. 33 GL. -100m付近の覆工コンクリート応力度と深度の関係
(堆積岩部、C_L級、弾性解析)

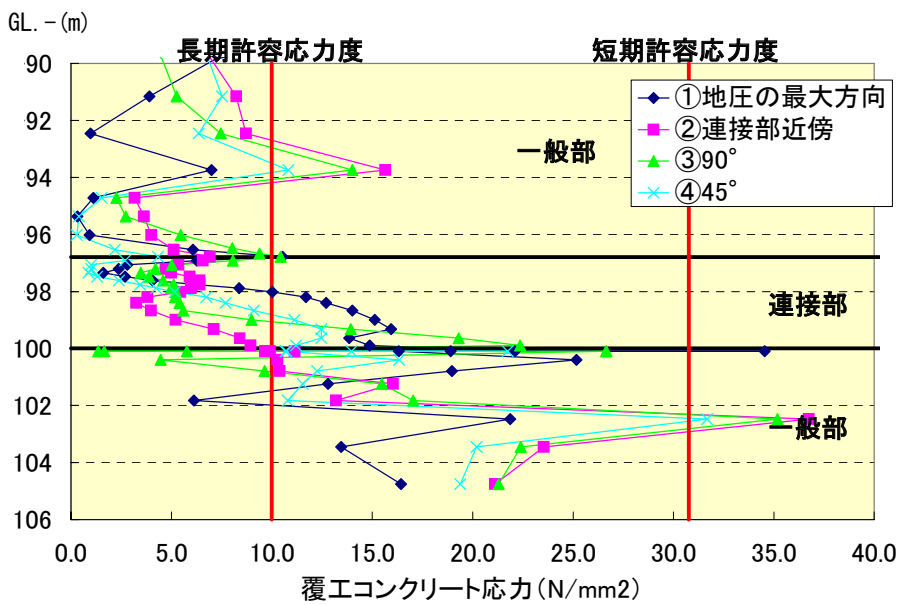


図 4. 4. 34 GL. -100m付近の覆工コンクリート応力度と深度の関係
(堆積岩部、C_L級、弾塑性解析)

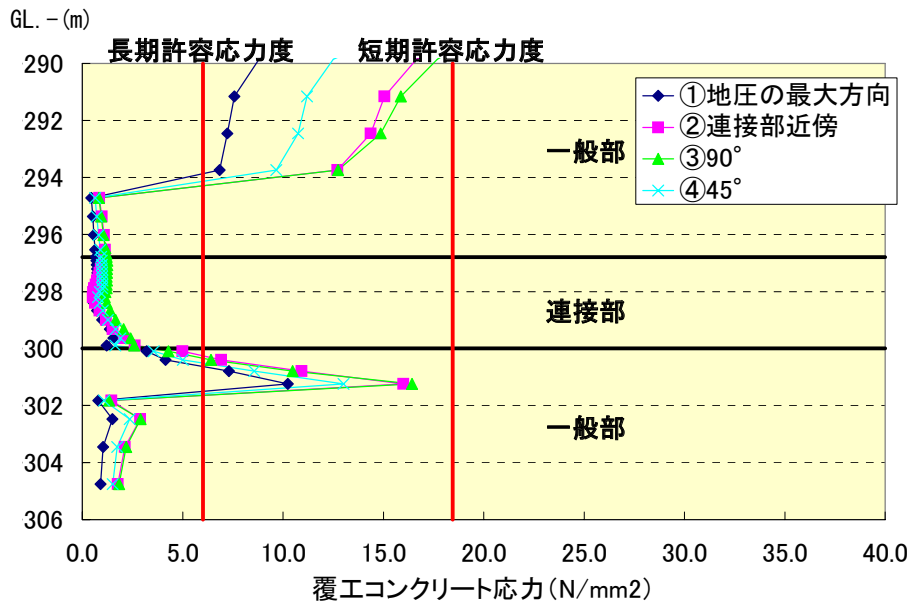


図 4. 4. 35 GL. -300m付近の覆工コンクリート応力度と深度の関係（花崗岩部、C_{II}級）

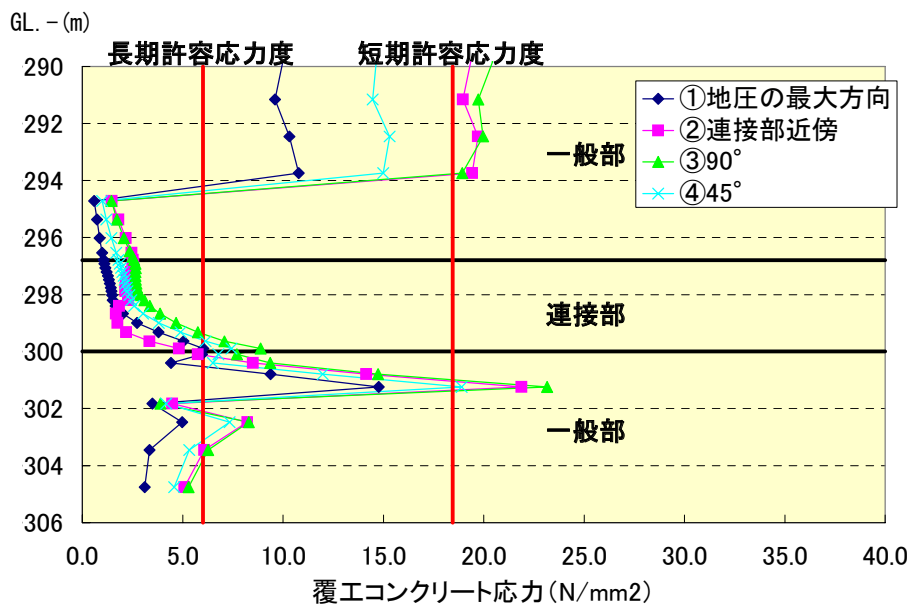


図 4. 4. 36 GL. -300m付近の覆工コンクリート応力度と深度の関係（花崗岩部、C_I級）

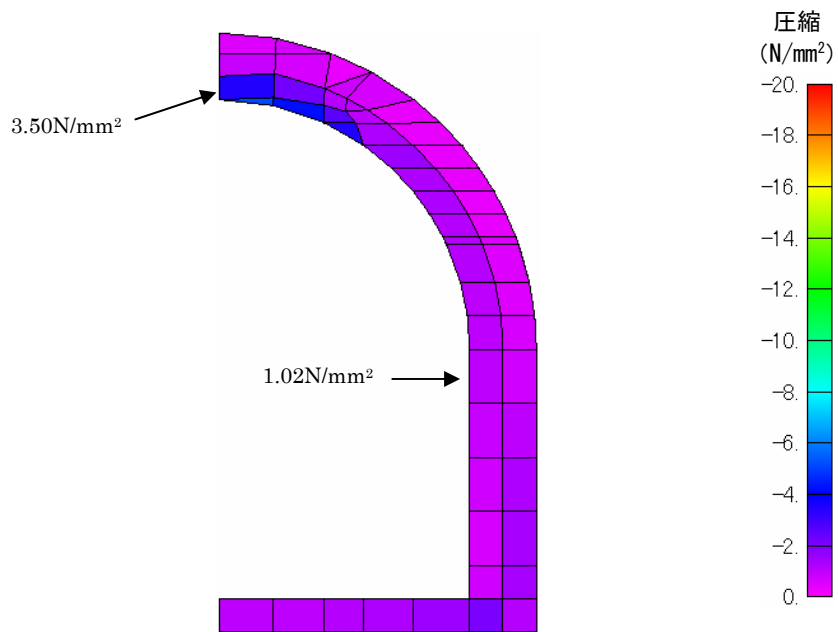


図 4. 4. 37 GL. -100m水平坑道取り付け部の覆工コンクリート最大応力の断面分布（堆積岩部、 C_L 級、弾性解析）

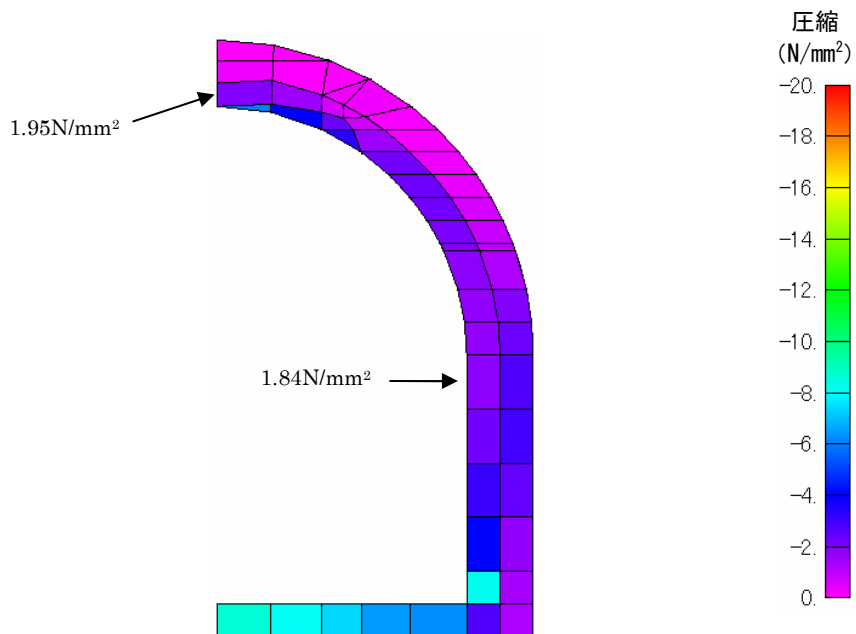


図 4. 4. 38 GL. -100m水平坑道取り付け部の覆工コンクリート最大応力の断面分布（堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析）

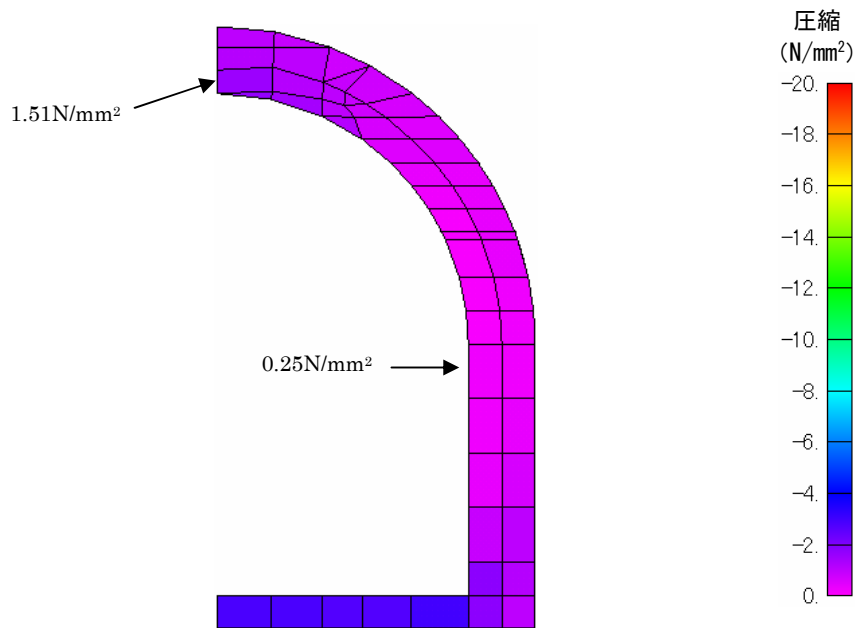


図 4. 4. 39 GL. -300m水平坑道取り付け部の覆工コンクリート最大応力の断面分布（花崗岩部、 C_H 級、弾性解析）

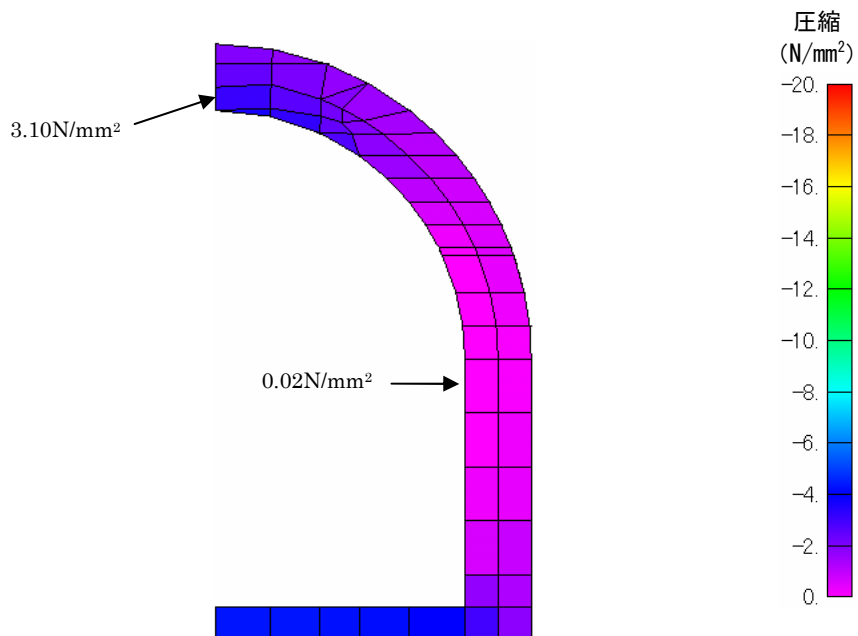


図 4. 4. 40 GL. -300m水平坑道取り付け部の覆工コンクリート最大応力の断面分布（花崗岩部、 C_L 級、弾性解析）

4.4.5 吹付けコンクリート応力度

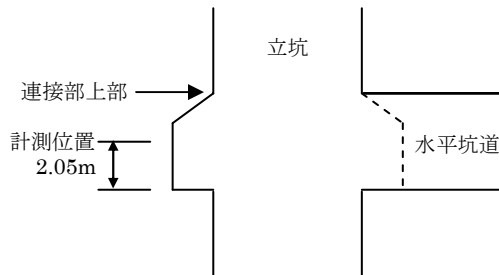
立坑と予備ステージの接続部の影響を確認するため、図 4.4.41～4.4.44 に吹付けコンクリート応力の三次元コンター図を示す。ここでは、下図の比較位置を対象にして、吹付けコンクリート応力を表 4.4.5 にとりまとめた。各断面における深度分布図については図 4.4.45～4.4.48 に示す。また、水平坑道については、立坑からの離間距離毎の結果を表 4.4.6 にとりまとめた。この結果を図 4.4.49～4.4.52 に示す。この結果、下記のことが分かる。

- ・ 吹付けコンクリート応力の計測予定位置では、堆積岩部と花崗岩部でともに永久構造物としての許容応力度を上回ると予想される。
- ・ 接続部の直上は、施工手順（NATM 工法）から接続部（水平坑道を含む）の掘削進行による応力解放の影響から吹付けコンクリート応力がさらに増加すると考えられる。
- ・ 水平坑道では、天端が側壁よりも応力的に厳しくなる。

表 4.4.5 比較対象位置における吹付けコンクリート応力（立坑）

ケース名		100-1	100-2	300-1	300-2
計測位置 (N/mm ²)	①最大地圧方向	16.83	80.33	4.55	7.09
	②接続部近傍	11.72	42.04	3.50	5.20
	③90°	13.19	30.47	4.07	6.45
	④45°	16.21	39.21	4.33	6.81
接続部上部 (N/mm ²)	①最大地圧方向	13.55	57.71	0.58	0.96
	②接続部近傍	27.36	61.14	2.08	3.63
	③90°	23.61	38.91	1.50	4.15
	④45°	19.53	48.60	1.74	3.12

比較位置図



平面位置図

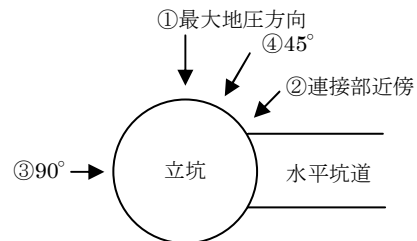
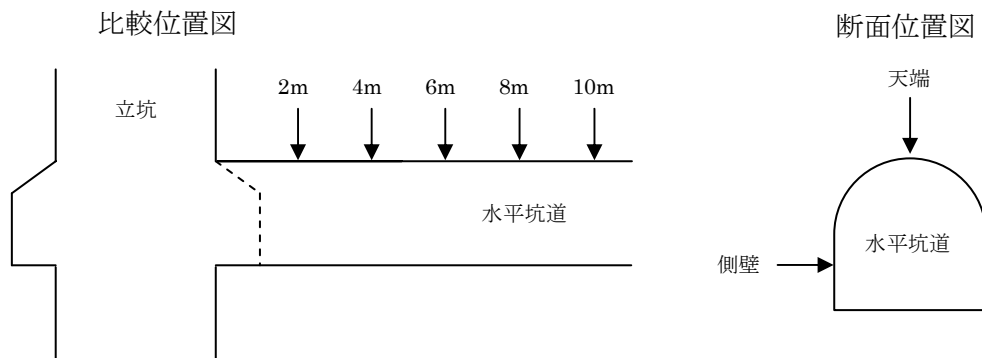


表 4.4.6 比較対象位置における吹付けコンクリート応力（水平坑道）

ケース名		100-1	100-2	300-1	300-2
天端 (N/mm ²)	2m	18.05	18.14	2.76	8.31
	4m	15.18	17.54	1.54	4.74
	6m	14.28	16.05	0.80	2.59
	8m	13.61	15.35	0.68	2.32
	10m	12.84	17.15	1.12	3.69
側壁 (N/mm ²)	2m	4.50	27.30	0.58	1.27
	4m	3.57	24.58	0.29	0.38
	6m	3.36	22.15	0.19	0.37
	8m	3.23	21.50	0.18	0.37
	10m	3.17	20.81	0.15	0.35



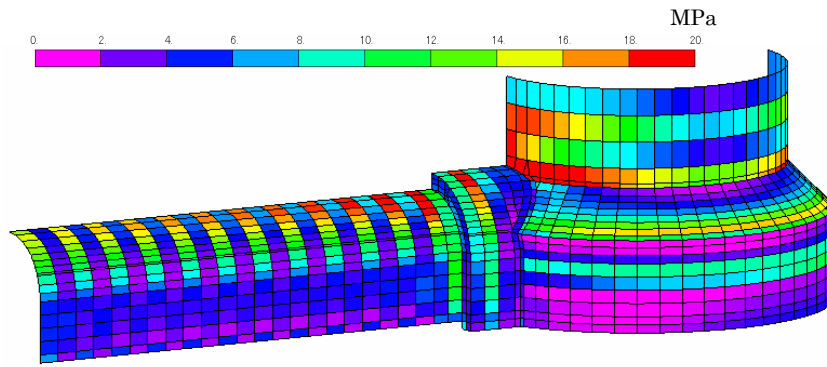


図 4.4.41 吹付けコンクリート応力 (GL. -100m C_L級 弾性解析)

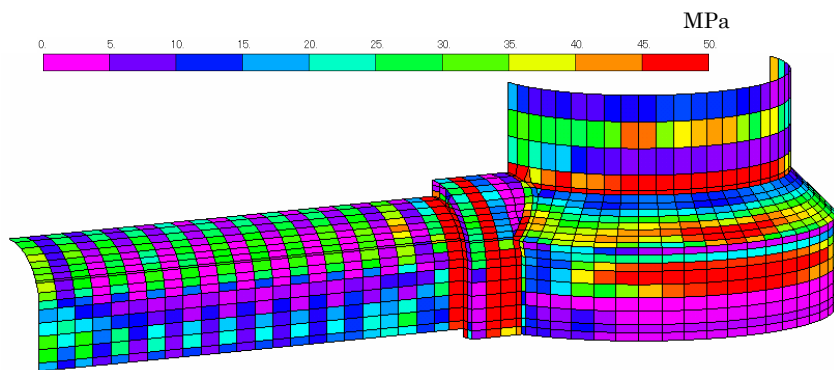


図 4.4.42 吹付けコンクリート応力 (GL. -100m C_L級 弾塑性解析)

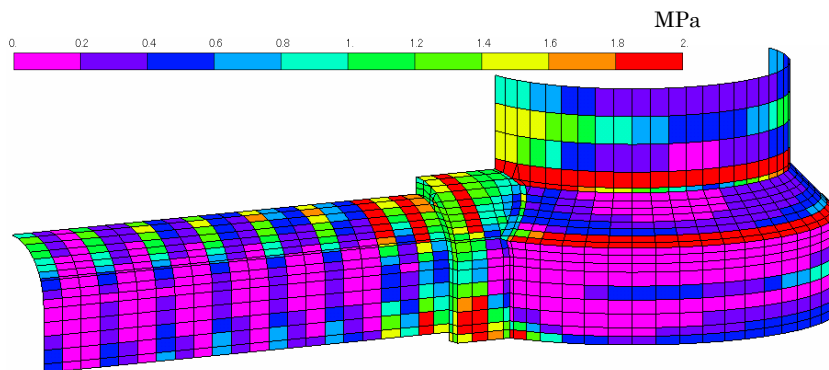


図 4.4.43 吹付けコンクリート応力 (GL. -300m C_H級 弾性解析)

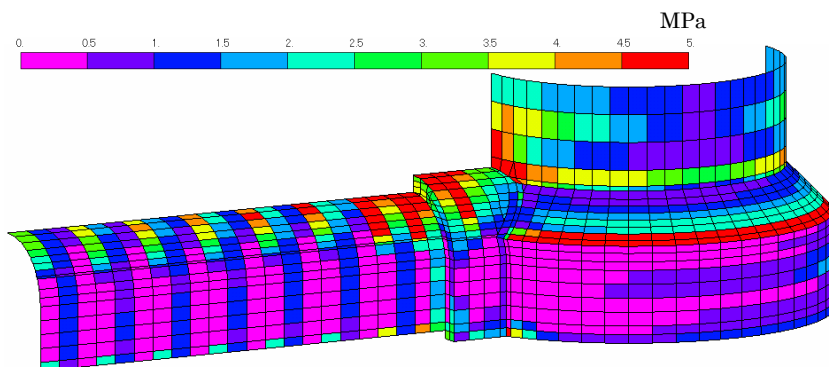


図 4.4.44 吹付けコンクリート応力 (GL. -300m C_L級 弾性解析)

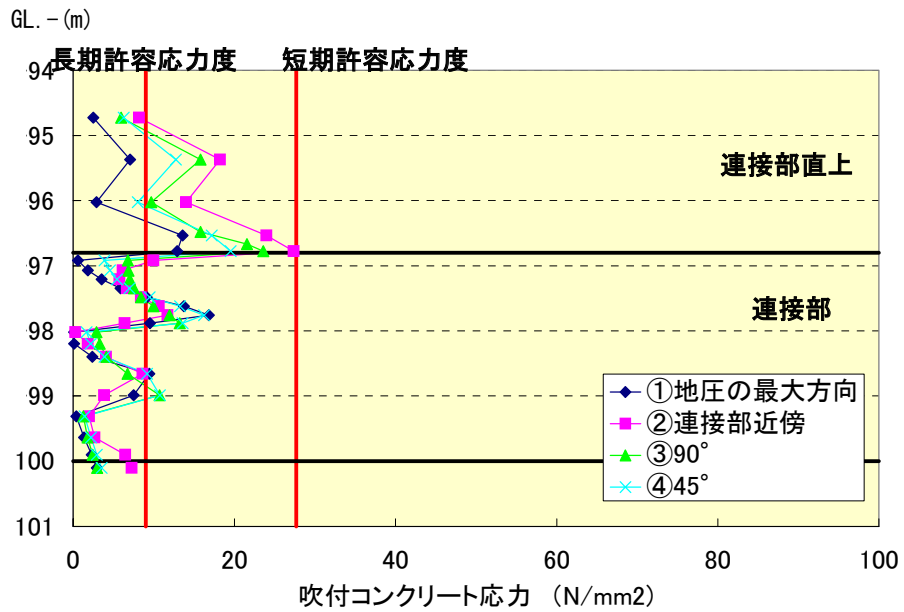


図 4. 4. 45 GL. -100m付近の吹付けコンクリート応力度と深度の関係
(堆積岩部、 C_L 級、弾性解析)

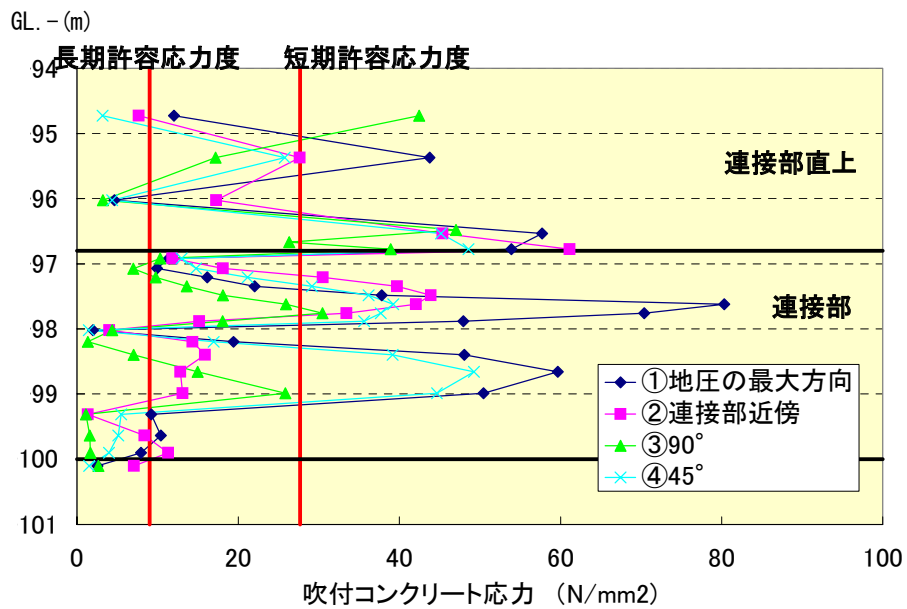


図 4. 4. 46 GL. -100m付近の吹付けコンクリート応力度と深度の関係
(堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析)

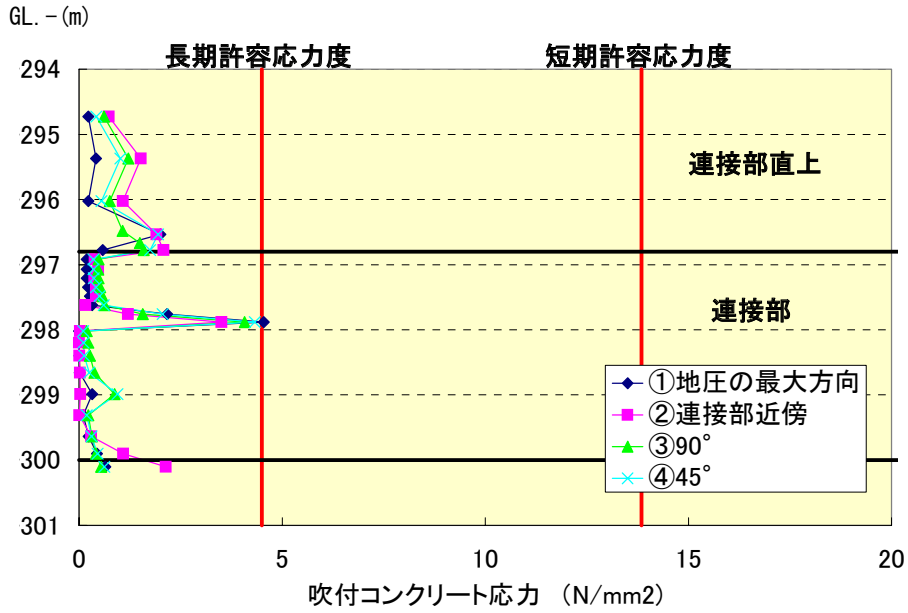


図 4. 4. 47 GL. -300m付近の吹付けコンクリート応力度と深度の関係
(花崗岩部、 C_H 級、弾性解析)

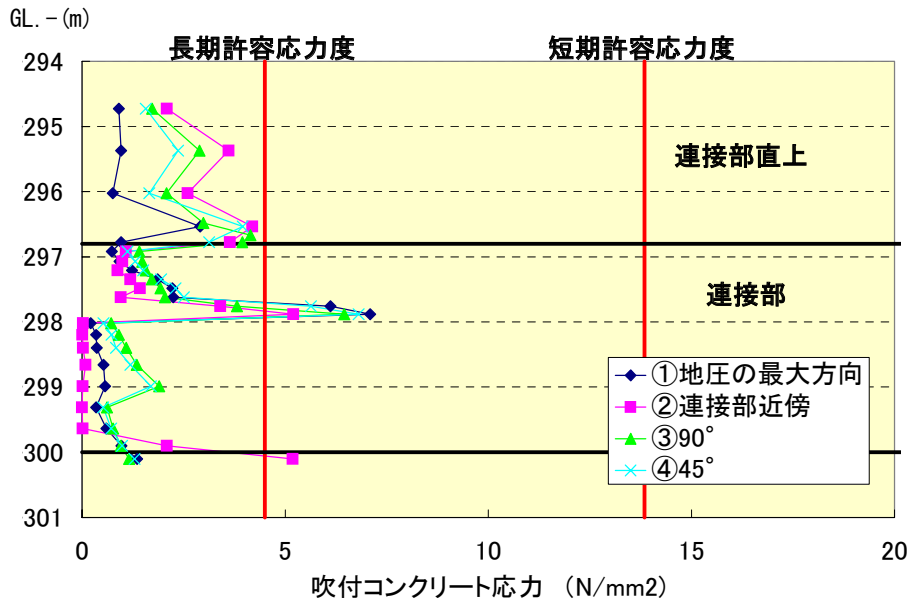


図 4. 4. 48 GL. -300m付近の吹付けコンクリート応力度と深度の関係
(花崗岩部、 C_L 級、弾性解析)

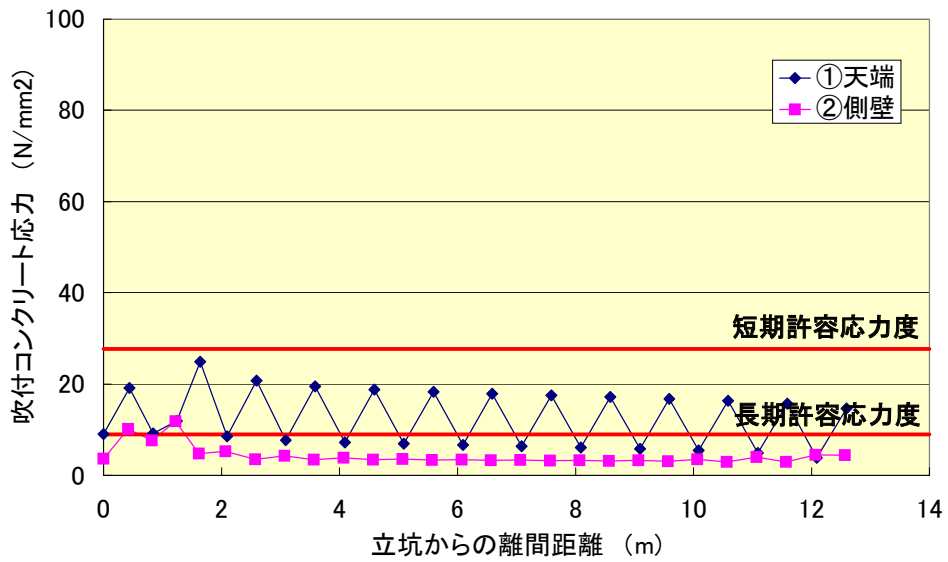


図 4.4.49 GL. -100m水平坑道の吹付けコンクリート応力度と立坑からの離隔距離の関係（堆積岩部、 C_L 級、弾性解析）

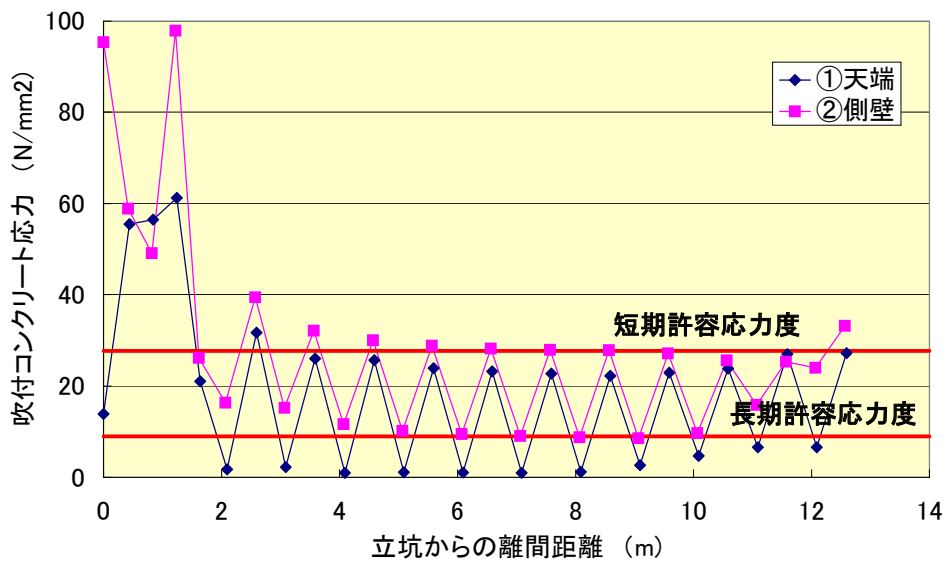


図 4.4.50 GL. -100m水平坑道の吹付けコンクリート応力度と立坑からの離隔距離の関係（堆積岩部、 C_L 級、弾塑性解析）

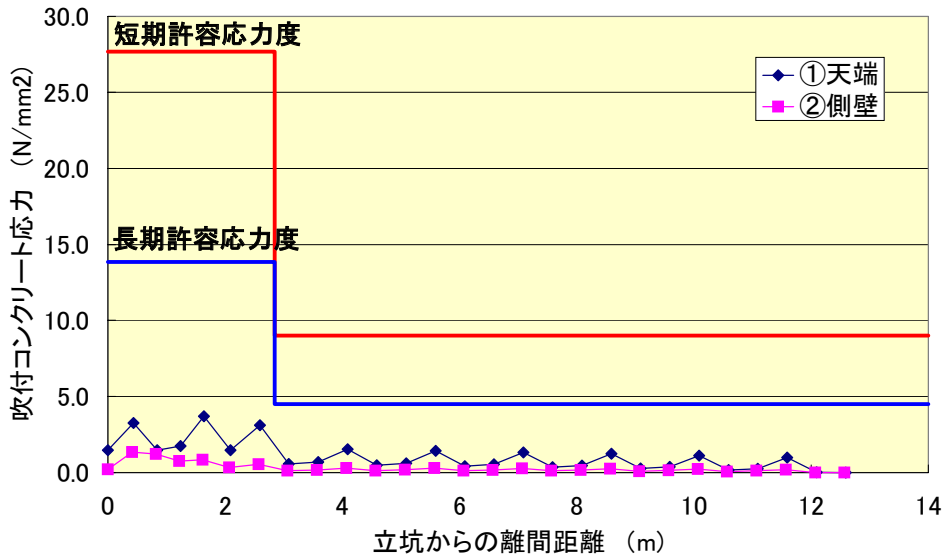


図 4. 4. 51 GL. -300m水平坑道の吹付けコンクリート応力度と立坑からの離隔距離の関係 (花崗岩部、C_{II}級、弾性解析)

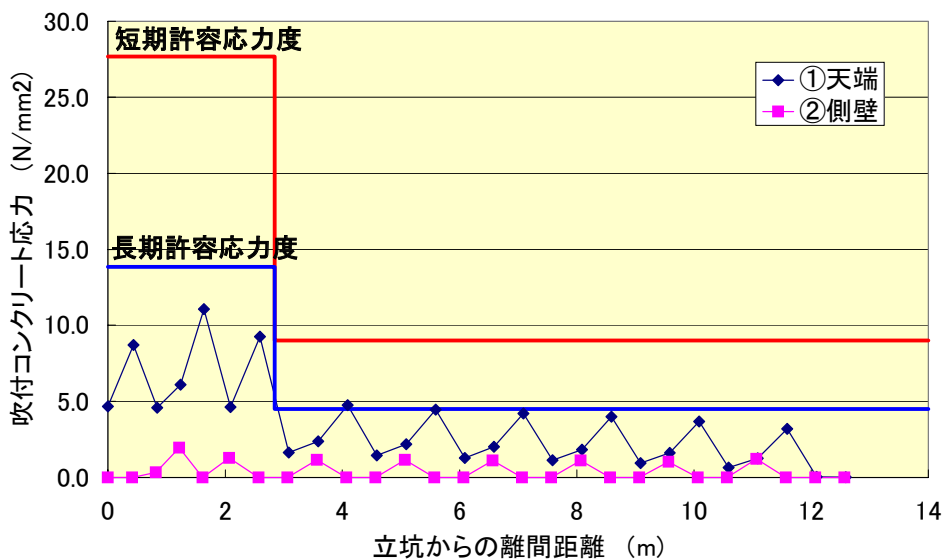


図 4. 4. 52 GL. -300m水平坑道の吹付けコンクリート応力度と立坑からの離隔距離の関係 (花崗岩部、C_I級、弾性解析)

4.4.6 ロックボルト軸力

立坑と予備ステージの接続部の影響を確認するため、図 4.4.53～4.4.56 にロックボルト軸力の三次元コンター図を示す。ここでは、下図の比較位置を対象にして、ロックボルト軸力を表 4.4.7 にとりまとめた。また、水平坑道については、表 4.4.8 及び 4.4.9 の下に示す比較位置について結果をとりまとめた。この結果、下記のことが分かる。

- ・ 堆積岩部について、弾性解析では計測予定位置のロックボルト軸力が耐力を超えていない。
- ・ 最大地圧方向に対して配置されるロックボルトは、弾塑性解析では耐力的に厳しくなることが分かった。しかし、塑性領域の剛性低下による影響が考えられるため、実際との相違を確認した後に適用の妥当性を判断する必要がある。
- ・ 花崗岩部では、ロックボルトの軸力はそれほど大きくならない。
- ・ 水平坑道では、立坑に近い取付部付近のロックボルトが耐力的にきびしくなる。

表 4.4.7 比較対象位置におけるロックボルト軸力（立坑部）

ケース名		100-1	100-2	300-1	300-2
計測位置 (N/mm ²)	①最大地圧方向	58	494	3	23
	②接続部近傍	16	-402	-10	14
	③90°	-7	-37	3	12
	④45°	52	453	3	19

*) -は圧縮を示す

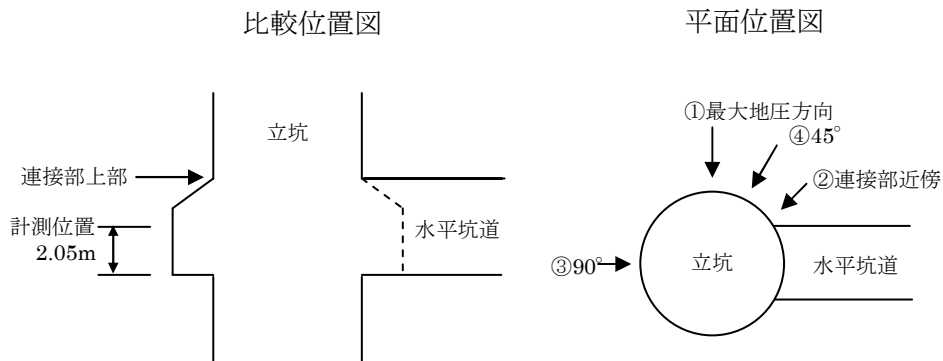


表 4.4.8 比較対象位置におけるロックボルト軸力 (GL. -100m水平坑道部)

ケース名		100-1	100-2
天端 (N/mm ²)	2m	-19	547
	4m	-15	7
	6m	-14	-11
	8m	-14	-11
	10m	-14	-9
側壁 (N/mm ²)	2m	18	285
	4m	-12	-141
	6m	-13	-134
	8m	-13	-130
	10m	-13	-127

*) -は圧縮を示す

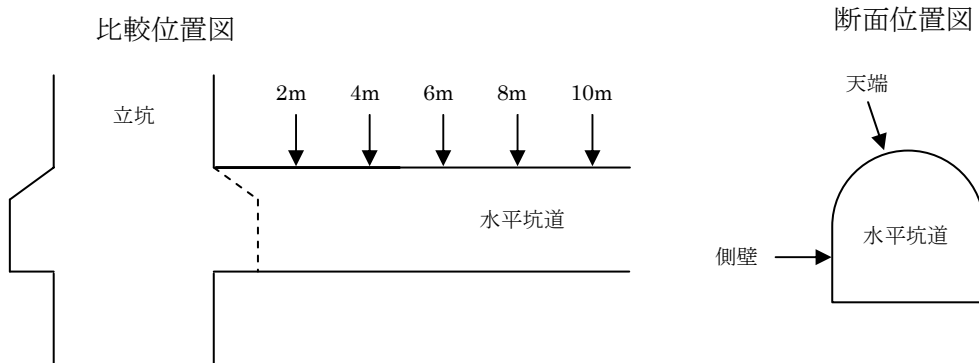
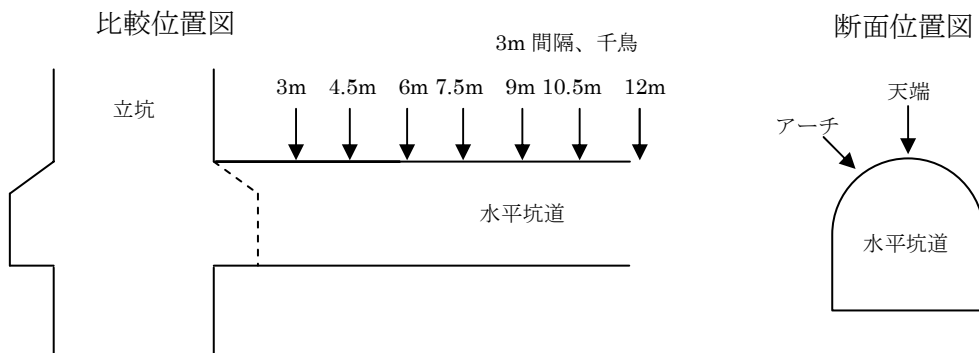


表 4.4.9 比較対象位置におけるロックボルト軸力 (GL. -300m水平坑道部)

ケース名		300-1	300-2
天端 (N/mm ²)	3m	9	5
	6m	27	50
	9m	25	48
	12m	24	47
アーチ (N/mm ²)	4.5m	39	127
	7.5m	36	120
	10.5m	35	117



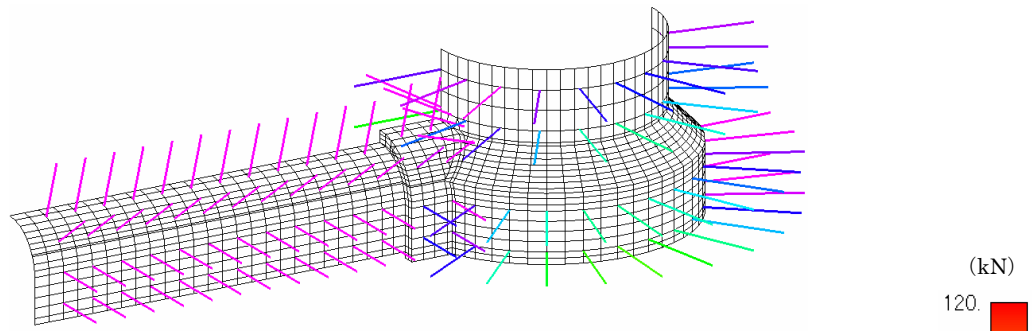


図 4. 4. 53 ロックボルト軸力の大きくなる位置 (GL. -100m 弾性解析 C_L 級)

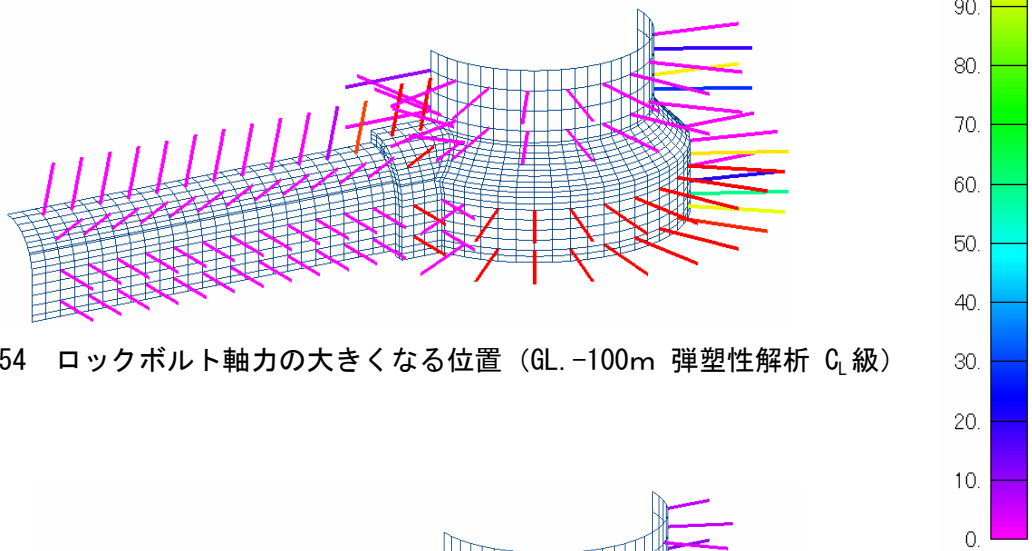


図 4. 4. 54 ロックボルト軸力の大きくなる位置 (GL. -100m 弾塑性解析 C_L 級)

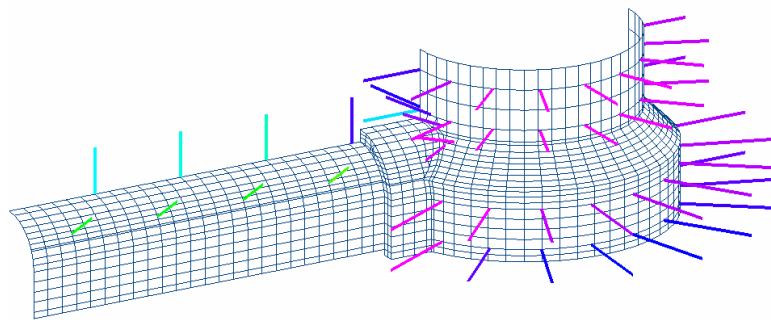


図 4. 4. 55 ロックボルト軸力の大きくなる位置 (GL. -300m 弾性解析 C_H 級)

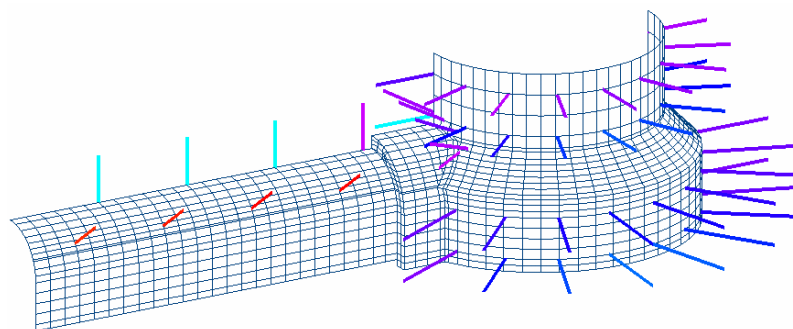


図 4. 4. 56 ロックボルト軸力の大きくなる位置 (GL. -300m 弾性解析 C_L 級)

4.4.7 軸対称解析結果との比較

H15 年度に実施した軸対称解析は、三次元解析をより単純化したモデルであり、詳細な検討には不向きであるが、支保パターンのチェックや三次元解析を行う前の事前計算として利用できる。

今回、三次元解析と軸対象解析の条件面での差異は、表 4.4.10 に示すとおりである。ここでは、三次元でしか考慮できない偏圧による差異が予想される。

表 4.4.10 「H15 予備解析, 軸対称モデル」と「H16 予備解析, 三次元モデル」の比較

比較項目		H15 年度「予備解析」 ¹⁾	H16 年度「予備解析」
解析手法		軸対称弾塑性解析	三次元弾塑性解析
掘削ステップ		NATM 工法	NATM 工法
初期地圧	鉛直応力 σ_v (MPa)	19.5×178.6 (堆積岩部の想定土被り) +25.6×花崗岩部の深度 (m)	19.5×178.6 (堆積岩部の想定土被り) +25.6×花崗岩部の深度 (m)
	水平応力 (MPa)	$\sigma_v \times 1.2, 1.5$	計測結果
	GL. -100m $\sigma_v : \sigma_{min} : \sigma_{max}$	1 : 1.2 : 1.2 or 1 : 1.5 : 1.5	1 : 1.43 : 2.41
	GL. -300m $\sigma_v : \sigma_{min} : \sigma_{max}$	1 : 1.2 : 1.2 or 1 : 1.5 : 1.5	1 : 1.71 : 2.44
破壊後の剛性低下		$E=1/1,000 \times E_0$	$E=1/100 \times E_0$
モデル化方法	岩盤	平面ひずみ要素	ソリッド要素
	覆工コンクリート	平面ひずみ要素	ソリッド要素
	吹付けコンクリート	ビーム要素	シェル要素
	ロックボルト	—	バー要素
	鋼製支保工	—	ビーム要素

5. 解析結果等のとりまとめ

5.1 とりまとめの際に考慮した内容

研究坑道に設定されている設計断面に対して、以下の観点から設計の妥当性を評価あるいは再検討に対するコメントを行った。その際、設計および平成 15 年度予備解析において行われた有限要素法の解析結果についても十分考慮して評価した。

- ・ 堆積岩と結晶質岩の相違
- ・ 深度による相違
- ・ 覆工コンクリートに発生する許容応力の評価（理論解含む）

また、接続部の三次元弾塑性解析については、次の項目についてとりまとめた。

- ・ 接続部の発生変位、支保部材応力の評価
- ・ 設計および平成 15 年度予備解析における二次元、三次元解析（軸対称解析含む）結果との比較

5.2 堆積岩と結晶質岩の相違

堆積岩と結晶質岩の相違を検討するに際しては、最初に地質モデル（岩盤等級）の違い、物性の違い、初期地圧の違いを明らかにした上で、どの位置で比較しているか、そしてどのような結果が得られたかを整理する必要がある。

今回の解析結果では、地山の安定性を二次元解析と三次元解析で検討している。ここでは、接続部を対象にした三次元解析の結果から堆積岩と結晶質岩の相違を検討した。

比較内容として、まず先に示した岩盤等級、岩盤物性及び初期地圧を整理した。対象とした深度 100m 予備ステージと 300m 予備ステージにおける整理結果を表 5.2.1 及び 5.2.2 にまとめた。

また、解析結果を比較しているポイントは、図 5.2.1 の断面図と平面図に示す。比較項目を下記に示す。

- ・変形量(図 5.2.2)
- ・覆工コンクリート応力(図 5.2.3)
- ・吹付けコンクリート応力(図 5.2.4)
- ・ロックボルト軸力(図 5.2.5)
- ・最大せん断ひずみ(図 5.2.6)

これらの結果から、堆積岩と結晶質岩の違いを下記にまとめた。

①変形量の違い

変形量は、堆積岩の場合には花崗岩の 2～3 倍程度と考えられる。また、花崗岩では地圧方向による変形量の差異が少ないことが分かった。

②覆工コンクリート応力の違い

接続部の覆工コンクリートは、NATM 工法で施工されることから応力的には小さくなる。本来、堆積岩では花崗岩と比較して覆工コンクリート応力が大きくなるが計測断面では、その差異が少ない。

③吹付けコンクリート応力の違い

堆積岩と花崗岩の差異は大きいですが、どちらも高強度コンクリートの使用により対応できると考えられる。また、最大地圧の加圧面側で応力的に厳しくなる。

④ロックボルト軸力の違い

最大地圧方向に設置されるロックボルトは、堆積岩の場合に耐力の 1/2 程度と大きくなる。花崗岩では、ロックボルトの耐力で十分な支保効果が得られている。

⑤最大せん断ひずみの違い

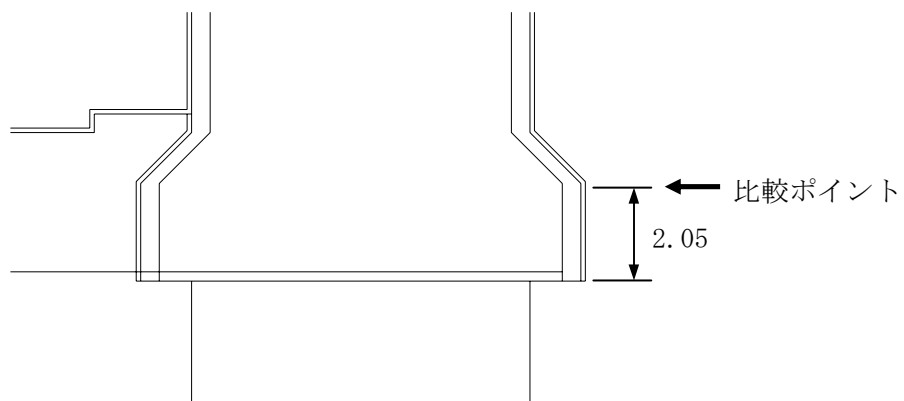
最大せん断ひずみは、剛性の小さい堆積岩で大きくなる。このため、深度が大きくなると塑性領域の発生が考えられる。

表 5.2.1 堆積岩と結晶質岩の岩盤等級、岩盤物性の整理結果

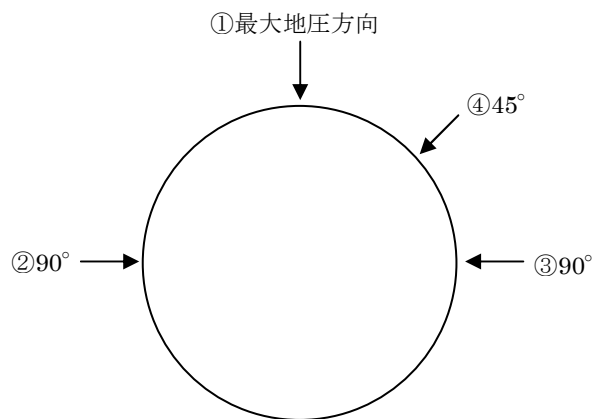
岩種	堆積岩	結晶質岩
岩盤等級	C _L	C _L
見かけ比重 γ_t (kN/m ³)	19.5	23.4
一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	6.7	71.83
50%接線ヤング率 E_{50} (GPa)	1.65	20.9
ポアソン比 ν	0.3	0.24
粘着力 c (MPa)	1.90	25.2
内部摩擦角 ϕ (°)	18.8	30.10
限界ひずみ ε_0 (%)	0.41	0.34
限界せん断ひずみ γ_0 (%)	0.53	0.43

表 5.2.2 深度 100m 予備ステージ（堆積岩）と深度 300m 予備ステージ（花崗岩）の初期地圧の整理結果

深度	100m	300m
最小水平応力 (MPa)	2.79	11.3
最大水平応力 (MPa)	4.69	16.1
θ (°)	水平坑道に直交する方向を最大地圧方向と考えた	水平坑道に直交する方向を最大地圧方向と考えた
σ_z (MPa)	1.95	7.75
k_1 (σ_1/σ_z)	1.43	1.47
k_2 (σ_3/σ_z)	2.41	2.07



(1) 断面図



(2) 平面図

図 5.2.1 比較位置図（断面図），平面図

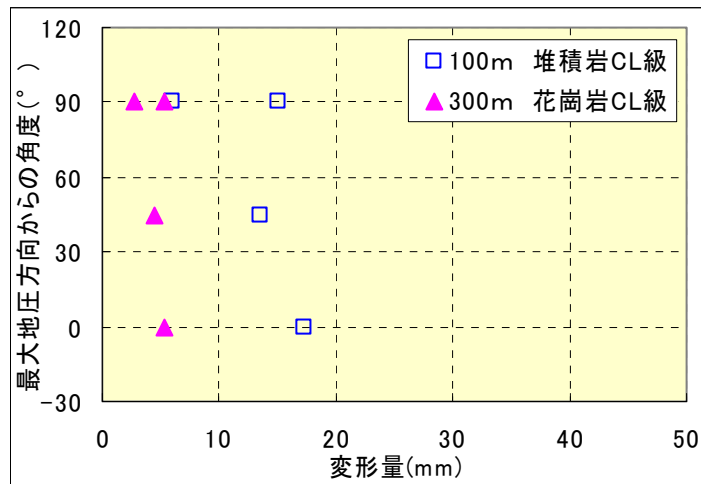


図 5.2.2 比較対象位置における変形量

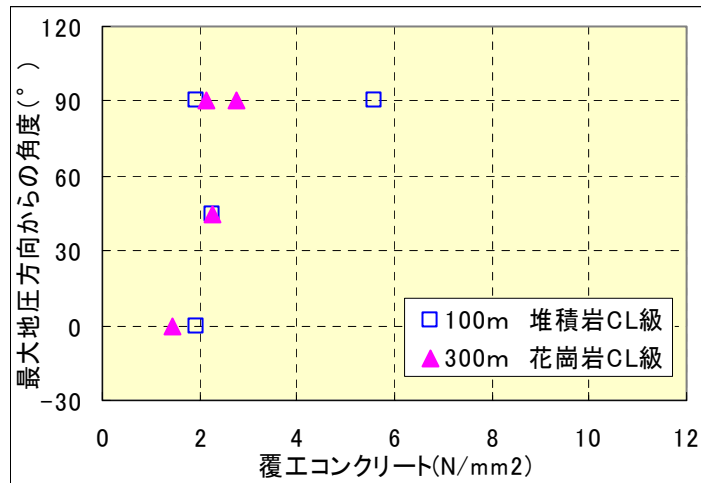


図 5.2.3 比較対象位置における覆工コンクリート応力

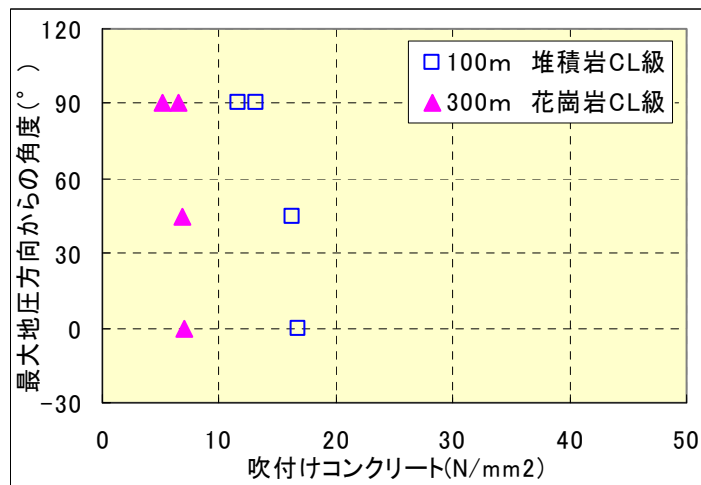


図 5.2.4 比較対象位置における吹付けコンクリート応力

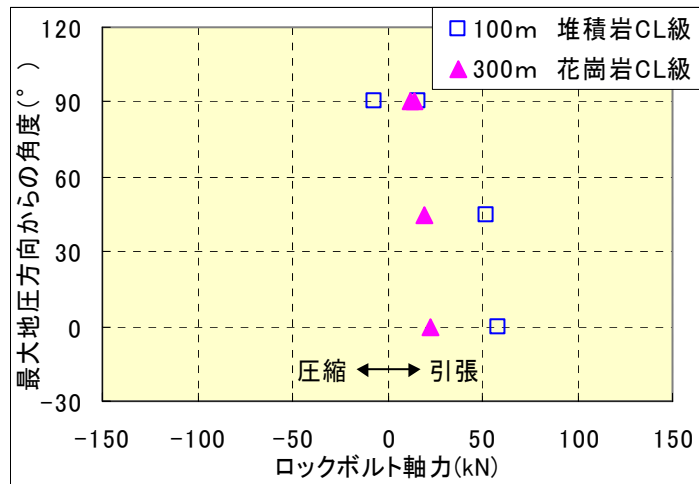


図 5.2.5 比較対象位置におけるロックボルト軸力

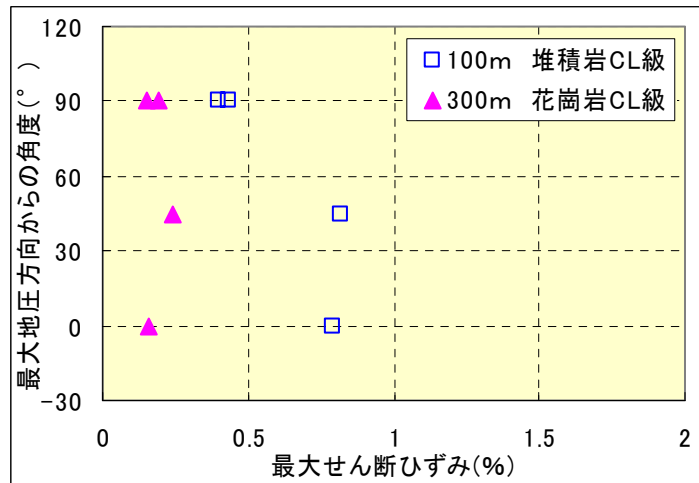


図 5.2.6 比較対象位置における最大せん断ひずみ

5.3 深度による相違

深度による相違を検討するに際しては、地圧の深度分布を明らかにして、深度毎にどのような結果が得られたかを整理する必要がある。

ここでは、今回の解析結果のうち、修正解析で実施した二次元解析の結果から深度による相違を検討した。

地圧の深度分布は、各解析断面における設定値を整理した。各深度における最小地圧と最大地圧の分布を図 5.3.1 にまとめた。なお、図中には MIZ-1 号孔での地圧測定結果を用いて直線回帰した結果を合わせて示した。測定結果や回帰方法の詳細については前出の 3.5 章に示した。この結果、GL. -600m 付近までは最大主応力は、鉛直地圧に対して 2 倍程度となっているが、それ以深では鉛直地圧相当となる。これは、主に断層の影響と考えられ、最小主応力も同様に傾向が異なっていた。また、最大地圧の方向は、ほぼ一様と考えられる。

今回の修正解析では、GL. -600m までの解析結果に対して偏圧の影響が大きくなることから、安全性評価では厳しくなると考えられた。図 5.3.2 及び 5.3.3 では、最大初期地圧と周辺の岩盤応力及び覆工コンクリート応力の関係を示す。これより、周辺地盤内の最大主応力は初期地圧の最大値よりも小さくなることが分かる。また、覆工コンクリート応力は堆積岩部では初期地圧よりも大きくなり、花崗岩部では初期地圧より小さくなる。これらの結果を表 5.3.1 にとりまとめた。

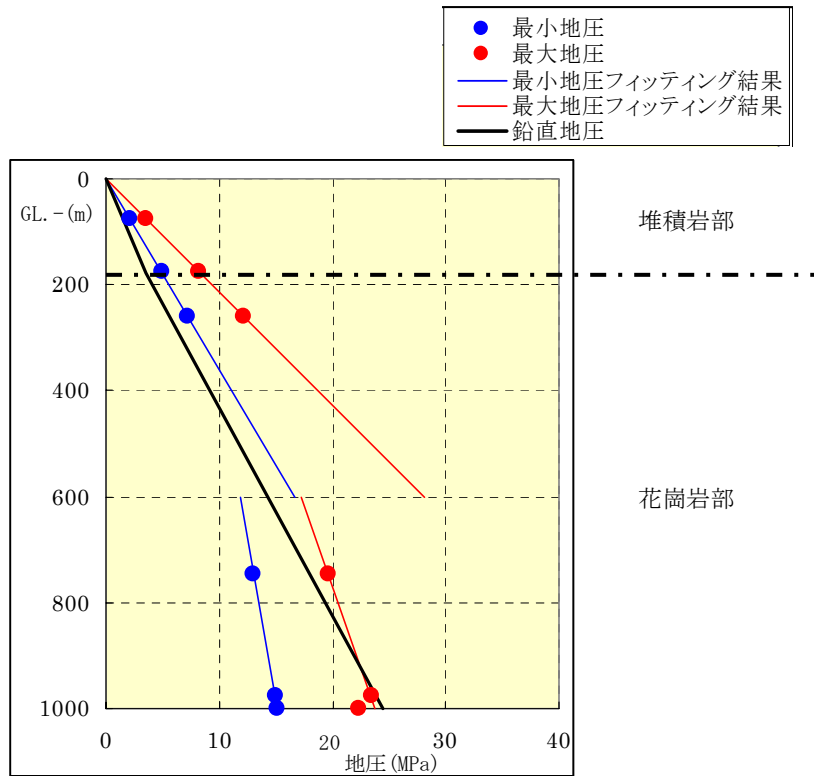


図 5.3.1 各深度における最小地圧と最大地圧の分布

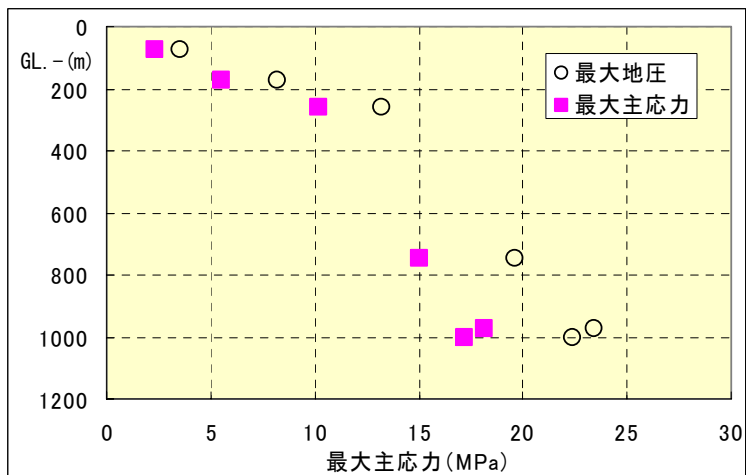


図 5.3.2 最大地圧と最大主応力の深度分布

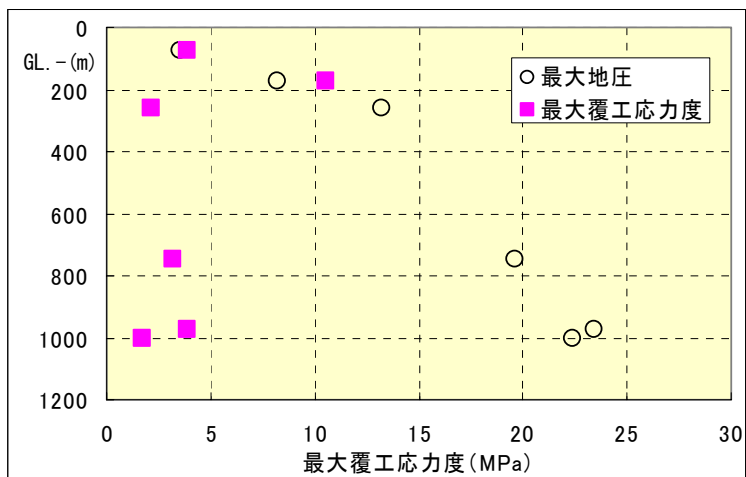


図 5.3.3 最大地圧と最大覆工応力度の深度分布

表 5.3.1 深度による相違と最大地圧との関係

比較項目	GL. - (m)	岩種と岩盤等級	A 最大値 (MPa)	B 最大地圧 (MPa)	A/B 最大地圧に対 する比率
地盤内 最大応力	①75m	堆積岩 C _L	2.36	3.52	0.67
	②175m	堆積岩 C _L	5.53	8.22	0.67
	③260m	花崗岩 C _L	10.22	12.21	0.84
	④745m	花崗岩 C _L	15.07	19.60	0.77
	⑤975m	花崗岩 C _L	18.20	23.40	0.78
	⑥1,000m	花崗岩 C _H	17.20	22.40	0.77
覆工コンクリート 応力	①75m	堆積岩 C _L	3.86	3.52	1.10
	②175m	堆積岩 C _L	10.54	8.22	1.28
	③260m	花崗岩 C _L	2.20	12.21	0.18
	④745m	花崗岩 C _L	3.20	19.60	0.16
	⑤975m	花崗岩 C _L	3.90	23.40	0.17
	⑥1,000m	花崗岩 C _H	1.70	22.40	0.08

5.4 覆工コンクリートに発生する許容応力の評価（理論解含む）

（1）理論解の算出

覆工コンクリートに発生する許容応力の算出では、塑性領域を考慮したことによる応力の変化が重要となる。このため、覆工コンクリートの理論解の算出は、岡の理論解⁴⁾を用いた。なお、対象となる岩盤は塑性領域の発生を考慮する必要がある堆積岩である。

トンネル周辺の覆工コンクリートに生ずる応力や変形は、次の手順によって求めた。

① c 、 ϕ が変化しないと仮定し、以下の式から ζ と S_c を求めた。

$$\zeta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}, \quad S_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

② 塑性化範囲 R （空洞中心からの距離）を仮定し、下式より覆工コンクリート応力 σ_{ra} を求めた。

$$\sigma_{ra} = \frac{2\{p_0(\zeta - 1) + S_c\}}{\zeta^2 - 1} \left(\frac{a}{R}\right)^{\zeta - 1} - \frac{S_c}{\zeta - 1}$$

ここに、 p_0 ：初期地圧

a ：空洞半径

③ 下式から変形量 u_a を求めた。

$$u_a = \frac{1}{2\mu} \cdot \frac{S_c + (\zeta - 1)p_0}{1 + \zeta} \cdot \left(\frac{R^2}{a}\right)$$

ここに、 μ ：岩盤地山の弾性係数

今回の算出結果を表 5.4.1～5.4.2 に示す

表 5.4.1 深度 75mの理論解の算出結果

塑性化範囲 R (m)	空洞半径 a (m)	掘削面からの 塑性化範囲 R-a (m)	ζ	Sc	覆工コンクリート応力 σ_{ra} (MPa)	変形量 Ua(mm)
3.65	3.65	0.00	1.95	5.31	-4.50	0.89
3.75	3.65	0.10	1.95	5.31	-3.30	0.94
3.85	3.65	0.20	1.95	5.31	-2.16	0.99
4.05	3.65	0.40	1.95	5.31	-0.05	1.09
4.45	3.65	0.80	1.95	5.31	3.61	1.32
4.85	3.65	1.20	1.95	5.31	6.69	1.57
5.25	3.65	1.60	1.95	5.31	9.30	1.84
5.65	3.65	2.00	1.95	5.31	11.56	2.13

粘着力 c (MPa) : 1.9
 内部摩擦角 ϕ (°) : 18.8
 初期地圧 P_0 (MPa) : 3.521
 岩盤の弾性係数 μ (MPa) : 1,650

表 5.4.2 深度 175mの理論解の算出結果

塑性化範囲 R (m)	空洞半径 a (m)	掘削面からの 塑性化範囲 R-a (m)	ζ	Sc	覆工コンクリート応力 σ_{ra} (MPa)	変形量 Ua(mm)
3.65	3.65	0.00	1.95	5.31	-28.85	1.35
3.75	3.65	0.10	1.95	5.31	-27.04	1.42
3.85	3.65	0.20	1.95	5.31	-25.31	1.50
4.05	3.65	0.40	1.95	5.31	-22.11	1.66
4.45	3.65	0.80	1.95	5.31	-16.56	2.00
4.85	3.65	1.20	1.95	5.31	-11.90	2.38
5.25	3.65	1.60	1.95	5.31	-7.93	2.79
5.65	3.65	2.00	1.95	5.31	-4.51	3.23

粘着力 c (MPa) : 1.9
 内部摩擦角 ϕ (°) : 18.8
 初期地圧 P_0 (MPa) : 8.216
 岩盤の弾性係数 μ (MPa) : 1,650

(2) 解析結果と理論解の比較

ここでは、堆積岩部の塑性化領域を仮定して覆工コンクリート応力と変位量を算出し、弾塑性 FEM 解析結果と比較している。

なお、弾塑性 FEM 解析では偏圧を考慮しているため、塑性領域が大きくなると考えられる。この点は、岡の理論解では考慮されていない。また、岡の理論解では塑性領域を予め設定し、塑性領域に応じた覆工コンクリート応力と変位量を算出している。弾塑性 FEM 解析の結果と岡の理論解を比較した結果を図 5.4.1 及び 5.4.2 に示す。図 5.4.1 及び 5.4.2 より、弾塑性 FEM 解析では、塑性領域の増加に伴う覆工コンクリート応力の減少は見られない。また、塑性領域が増加することによる変位の増加は確認できた。

この他、以下のことを確認した。

- ・ 塑性領域が 1m 以内の範囲では、岡の理論解に対して弾塑性 FEM の変位量の算出結果は良い対応を示した。一方、覆工コンクリート応力は、岡の理論解が弾塑性 FEM 解析結果に対して危険側の評価となる。
- ・ 塑性領域が 2m 程度と大きくなると、岡の理論解に対して弾塑性 FEM の覆工コンクリート応力の算出結果は良い対応を示した。なお、変位量は平均値ではほぼ一致しているが、個々の値としてはバラツキが大きい。
- ・ 今回、弾塑性 FEM の変位量は偏圧の影響から円周方向のバラツキが大きくなる。従って、偏圧に対して敏感に反応する変位とそれほど敏感に反応しないと考えられる覆工コンクリート応力は、異なる結果を示したと考えられる。

また、覆工コンクリートの解析手法による違いを表 5.4.3 にまとめた。この結果から、以下のことを確認した。

- ・ 二次元解析の結果から、設計基準強度が 24N/mm^2 から 40N/mm^2 と大きくなると、覆工コンクリート応力も大きくなる。これは、弾性係数が異なるためと考えられる。
- ・ 二次元解析では塑性領域の発生に伴い、覆工コンクリート応力は大きくなる。これに対して、三次元解析では塑性領域の発生により覆工コンクリート応力が小さくなり、理論解の傾向と一致していることが分かる。

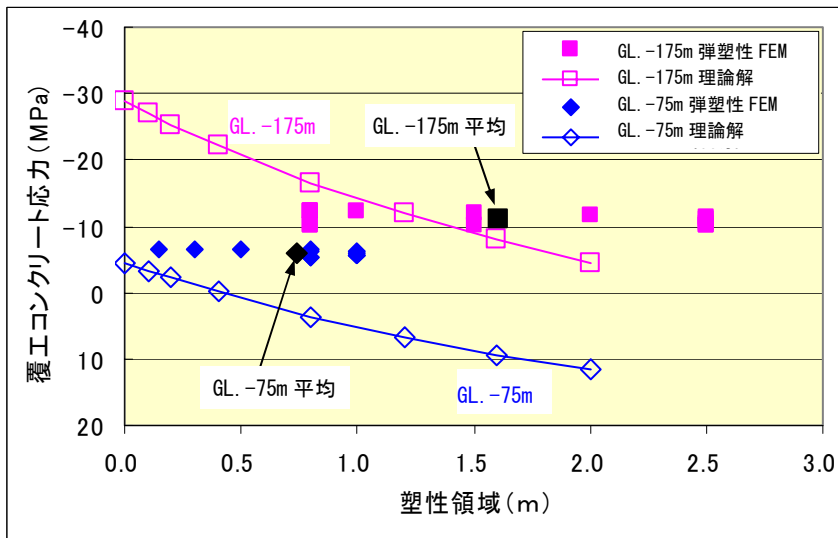


図 5.4.1 弾塑性解析と理論解の覆工コンクリート応力比較結果

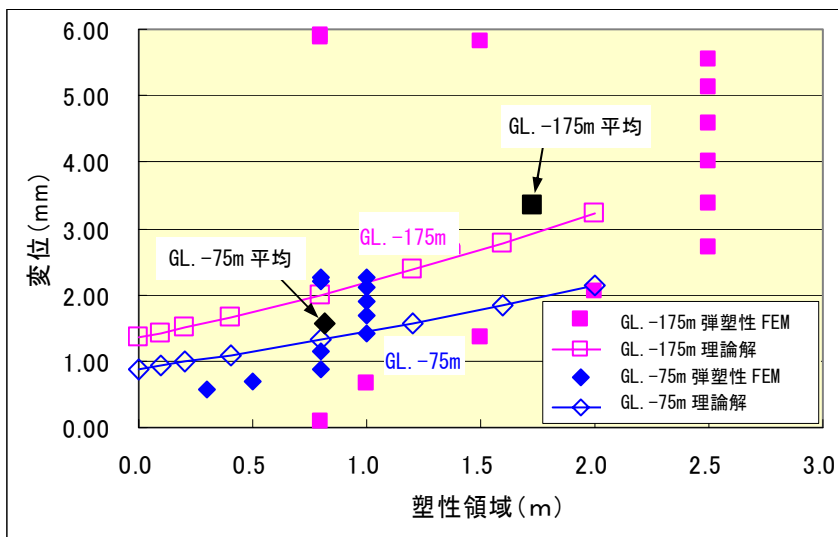


図 5.4.2 弾塑性解析と理論解の変位量比較結果

表 5.4.3 覆工コンクリートの発生応力

(1) 二次元解析結果

深度 (m)	覆工コンクリート応力 (N/mm ²)			
	弾性解析		弾塑性解析	
	設計基準強度 24	設計基準強度 40	設計基準強度 24	設計基準強度 40
75	3.18	3.81	3.23(50cm) ¹⁾	3.86(50cm) ¹⁾
175	7.44	8.91	9.20(200cm) ¹⁾	10.54(200cm) ¹⁾
260	2.20	—	—	—

(2) 三次元解析結果

深度 (m)	覆工コンクリート応力 (N/mm ²)			
	弾性解析		弾塑性解析	
	設計基準強度 24	設計基準強度 40	設計基準強度 24	設計基準強度 40
100	—	17.65	—	14.13 (80cm) ¹⁾
300	21.15	—	—	—

1) () 内の数値は限界ひずみを越えた範囲を示す。

5.5 接続部の発生変位、支保部材応力の評価

接続部の発生変位、支保部材応力の評価では、接続部の施工手順による影響が考えられる。今回は、図 5.5.1 のような手順で行われ、この中でも接続部の上部 2.6m 区間では NATM 工法が適用される。この他、接続部では覆工コンクリートを施工する以前に水平坑道が掘削される影響や、接続部下の掘削の影響が考えられる。これらの影響が、どの位置で顕著となるかを確認するために、①接続部の掘削時、②水平坑道の掘削時、③立坑掘削時の 3 段階における発生変位量と支保部材応力を整理した。この結果を表 5.5.1 及び 5.5.2 に示し、掘削ステップと支保部材に発生する応力の関係を図 5.5.2～5.5.13 に示す。この表 5.5.1 及び 5.5.2 では、地盤内応力、覆工コンクリート応力の①接続部掘削完了時、②水平坑道の掘削完了時、③立坑掘削時の変化を示している。

この結果、接続部の上部や計測断面位置では以下のことが予想された。

①地圧方向（最大地圧加圧面とそれに対して 90 度の面）による違い

- ・最大地圧の加圧面では変位が大きくなることから、覆工コンクリート応力や吹付けコンクリート応力は大きくなると考えられた。
- ・一方、それに対して 90 度の面は周方向の応力が大きくなることから、地圧による覆工コンクリート応力や吹付けコンクリート応力の増加が考えられた。
- ・地盤内応力、覆工コンクリート及び吹付けコンクリート応力は、最大地圧方向から 90 度の面で大きくなることが分かった。
- ・ロックボルト軸力は、最大地圧加圧面で大きくなることが分かった。

②地盤内応力の変化

- ・地盤内の応力が水平坑道掘削や立坑掘削によりどの程度大きくなるかを確認した。この結果、ほぼ 5% 程度の増加であることから、それほど影響を受けないと言える。

③覆工コンクリートの応力変化

- ・覆工コンクリートの応力は、接続部の上部で水平坑道の掘削による影響が考えられた。今回、接続部掘削開始後から水平坑道、立坑掘削が進められる段階で増加する応力は接続部掘削時に発生している応力の約 10% であった。

④吹付けコンクリートの応力変化

- ・堆積岩では、吹付けコンクリートの応力が大きくなるが、花崗岩では小さいため、水平坑道や立坑掘削による影響はほとんどないと言える。
- ・堆積岩では、吹付けコンクリートが施工段階に応じて増加することが予想されることから、高強度コンクリートによる強度増加が必要と考えられる。

⑤ロックボルトの軸力変化

- ・計測断面では、ロックボルト施工後に立坑が掘削されることによる軸力の増加が予測

される。しかし、今回の結果から、最大 4kN 程度の増加であることから耐力的にそれほど厳しい結果とはならないと考えられる。

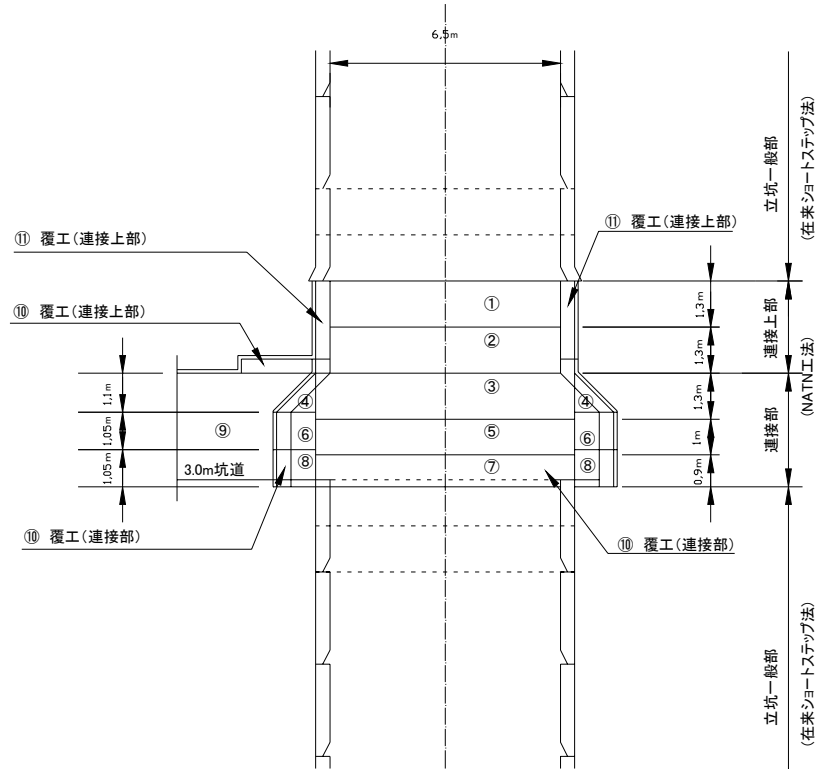


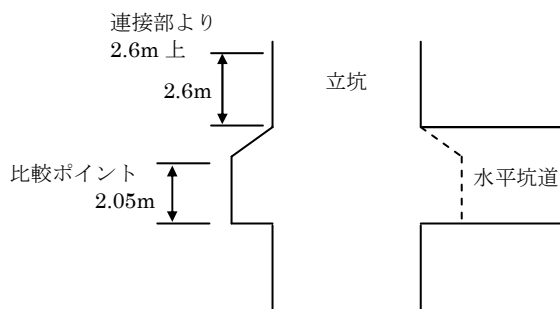
図 5.5.1 接続部の施工手順

表 5.5.1 切羽進行位置と各支保部材応力（最大地圧方向）

比較項目	比較位置	切羽位置	100-1	100-2	300-1	300-2
地盤内応力 (MPa)	接続部より 2.6m 上	①接続部掘削時	1.82	2.38	2.73	10.33
		②水平坑道掘削時	1.81	2.29	2.63	10.30
		③立坑掘削時	1.86	2.37	2.89	10.44
	比較 ポイント	①接続部掘削時	1.84	0.93	1.71	9.39
		②水平坑道掘削時	1.77	0.78	1.66	9.36
		③立坑掘削時	1.89	0.51	1.65	9.65
覆工コンクリート 応力 (MPa)	接続部より 2.6m 上	①接続部掘削時	6.91	6.16	6.51	10.38
		②水平坑道掘削時	7.30	4.89	6.42	10.32
		③立坑掘削時	7.78	7.19	6.79	10.73
	比較 ポイント	①接続部掘削時	—	—	—	—
		②水平坑道掘削時	—	—	—	—
		③立坑掘削時	3.05	9.07	0.59	1.68
吹付け コンクリート応力 (MPa)	接続部より 2.6m 上	①接続部掘削時	2.29	11.74	0.19	0.86
		②水平坑道掘削時	2.32	12.66	0.17	0.87
		③立坑掘削時	2.48	12.02	0.23	0.91
	比較 ポイント	①接続部掘削時	0.27	17.89	0.00	0.20
		②水平坑道掘削時	0.17	19.74	0.00	0.20
		③立坑掘削時	0.11	19.38	0.00	0.35
ロックボルト軸 力 (kN)	接続部より 2.6m 上	①接続部掘削時	30	46	-0.5	10
		②水平坑道掘削時	32	68	-0.6	10
		③立坑掘削時	24	-10	-0.2	10
	比較 ポイント	①接続部掘削時	45	318	2	19
		②水平坑道掘削時	51	415	3	19
		③立坑掘削時	54	494	3	23

*) ロックボルト軸力の一数值は圧縮を示す。

比較位置図



平面位置図

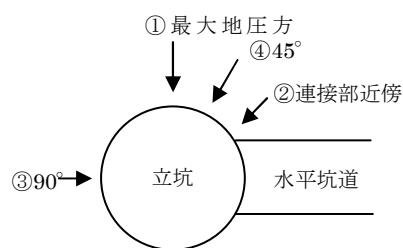
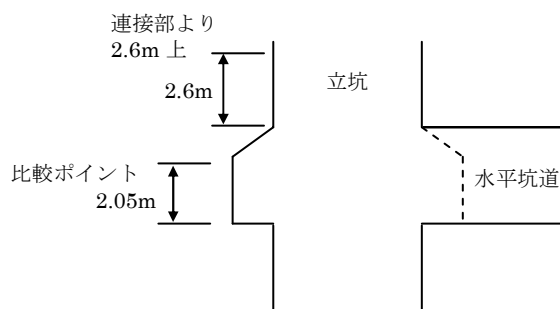


表 5.5.2 切羽進行位置と各支保部材応力（最大地圧方向から 90°）

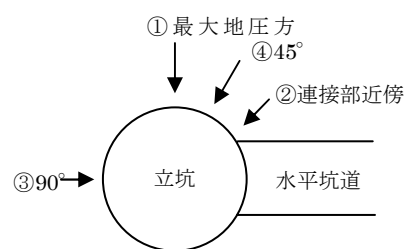
比較項目	比較位置	切羽位置	100-1	100-2	300-1	300-2
地盤内応力 (MPa)	接続部より 2.6m 上	①接続部掘削時	5.79	9.12	15.40	19.87
		②水平坑道掘削時	5.83	9.87	15.59	19.98
		③立坑掘削時	5.87	11.36	16.04	20.27
	比較ポイント	①接続部掘削時	5.35	6.22	14.25	18.19
		②水平坑道掘削時	5.37	6.01	14.38	18.26
		③立坑掘削時	5.53	6.08	14.88	18.86
覆工コンクリート 応力 (MPa)	接続部より 2.6m 上	①接続部掘削時	14.03	11.18	11.74	17.25
		②水平坑道掘削時	14.87	11.10	12.06	17.80
		③立坑掘削時	15.58	9.58	12.73	18.93
	比較ポイント	①接続部掘削時	—	—	—	—
		②水平坑道掘削時	—	—	—	—
		③立坑掘削時	3.60	5.39	1.21	3.08
吹付け コンクリート応力 (MPa)	接続部より 2.6m 上	①接続部掘削時	5.63	35.42	0.47	1.48
		②水平坑道掘削時	5.87	41.96	0.52	1.56
		③立坑掘削時	5.94	42.43	0.61	1.72
	比較ポイント	①接続部掘削時	2.99	6.22	0.07	0.52
		②水平坑道掘削時	3.12	1.55	0.01	0.57
		③立坑掘削時	3.30	0.31	0.22	0.91
ロックボルト軸力 (kN)	接続部より 2.6m 上	①接続部掘削時	10	-118	2	8
		②水平坑道掘削時	10	-125	2	8
		③立坑掘削時	7	-82	3	8
	比較ポイント	①接続部掘削時	15	-26	2	12
		②水平坑道掘削時	15	-17	2	12
		③立坑掘削時	-7	-37	3	12

*) ロックボルト軸力の—数値は圧縮を示す。

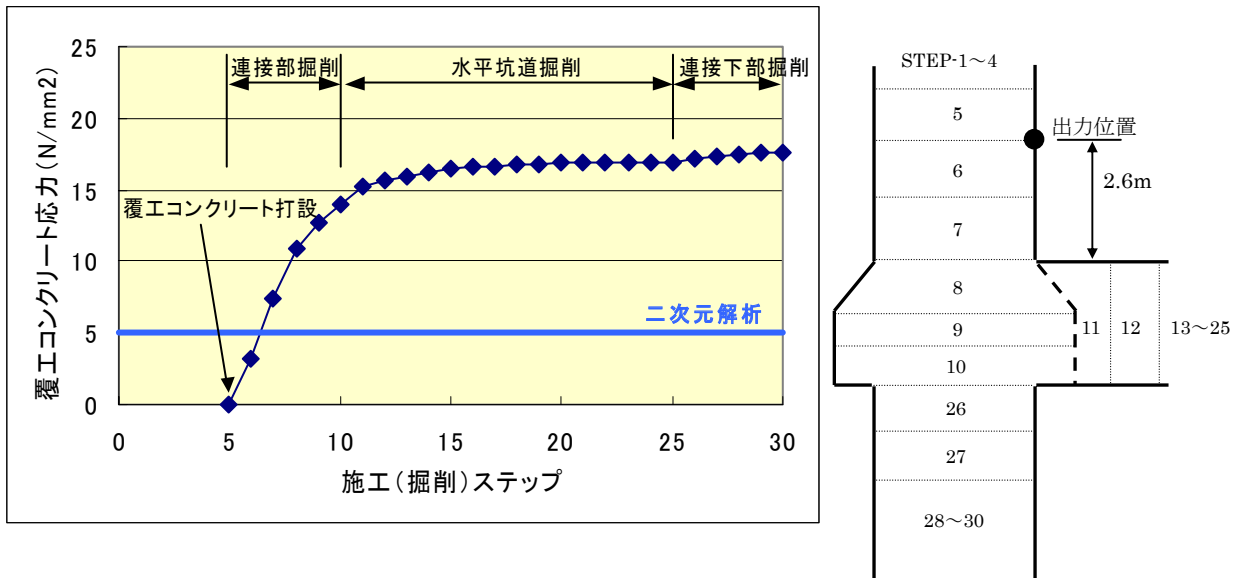
比較位置図



平面位置図



GL. -100m C_L級 弾性解析



GL. -100m C_L級 弾塑性解析

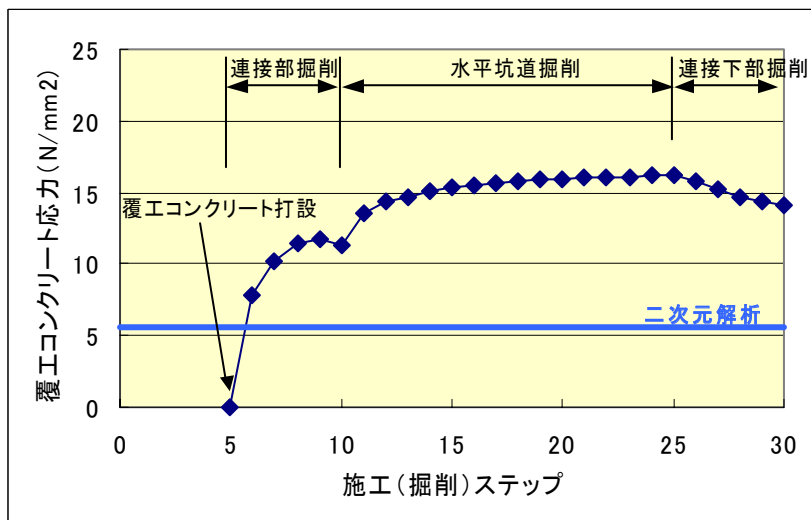
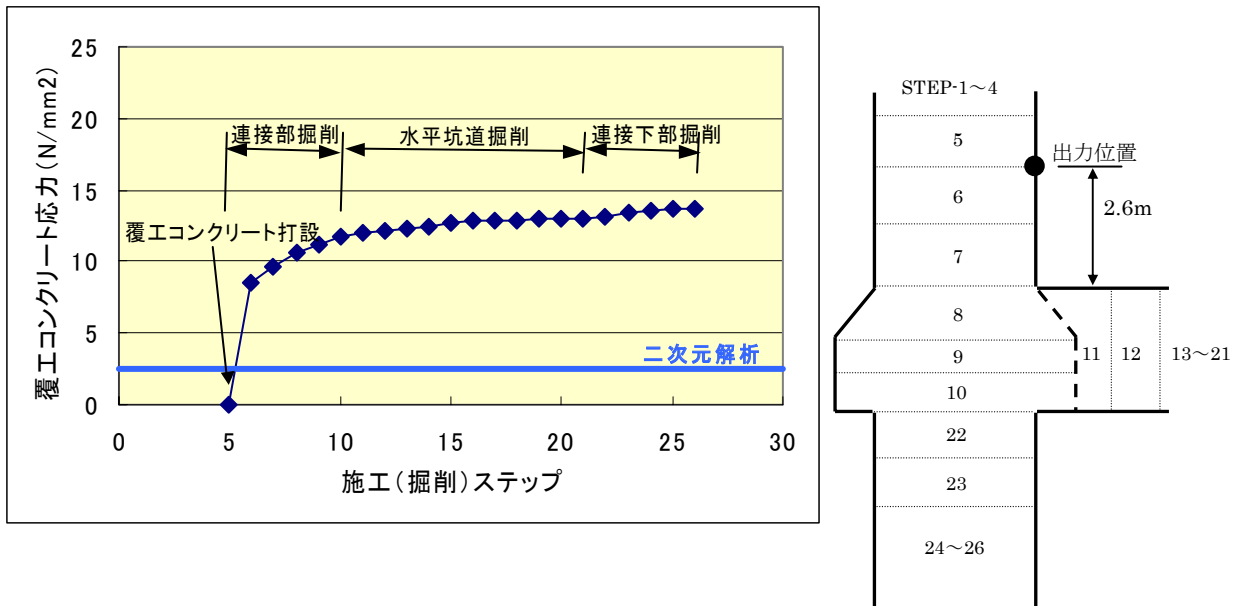


図 5.5.2 覆工コンクリート応力経時変化 (一般部最下部 取付部上部)

GL. -300m C_H級 弾性解析



GL. -300m C_L級 弾性解析

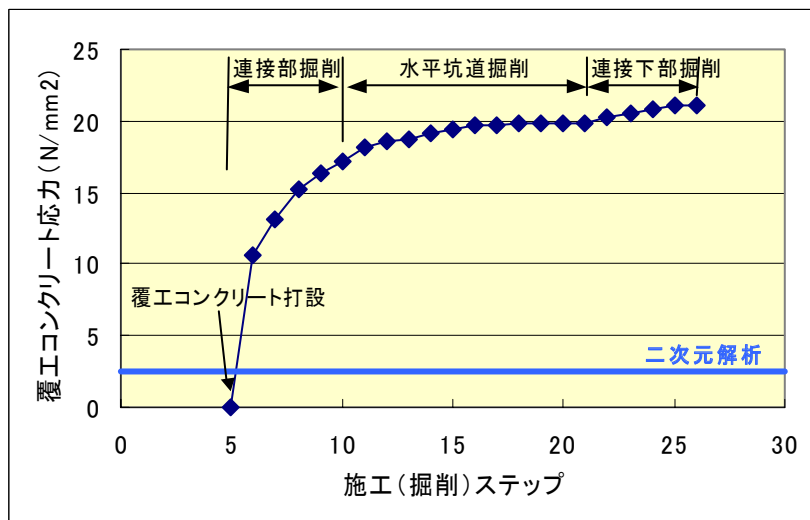
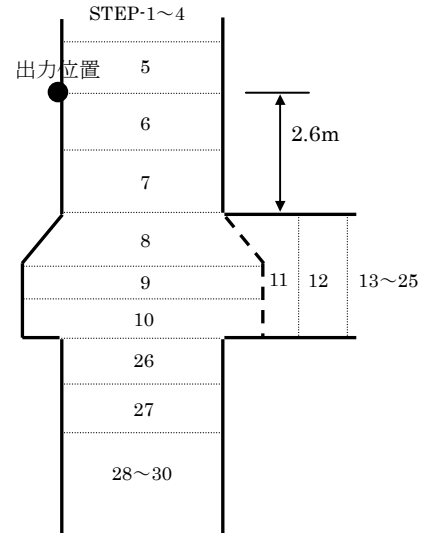
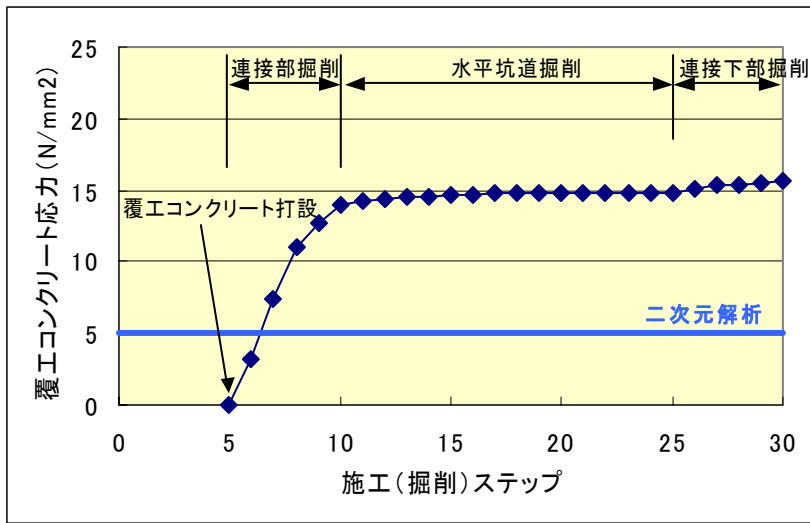


図 5.5.3 覆工コンクリート応力経時変化
(一般部最下部 取付部上部)

GL. -100m C_L級 弾性解析



GL. -100m C_L級 弾塑性解析

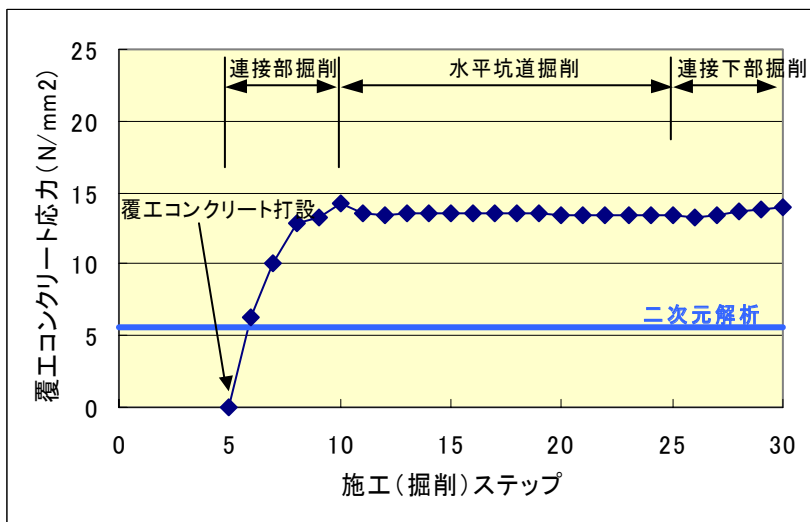
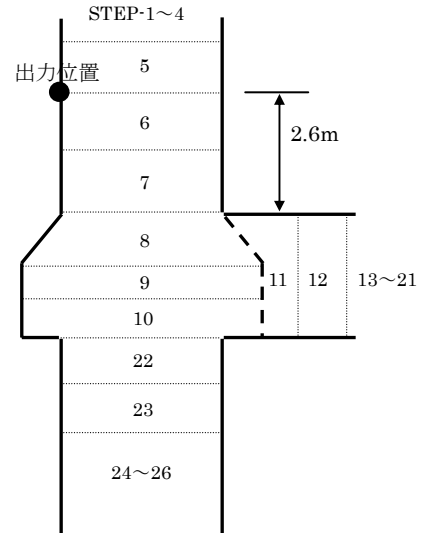
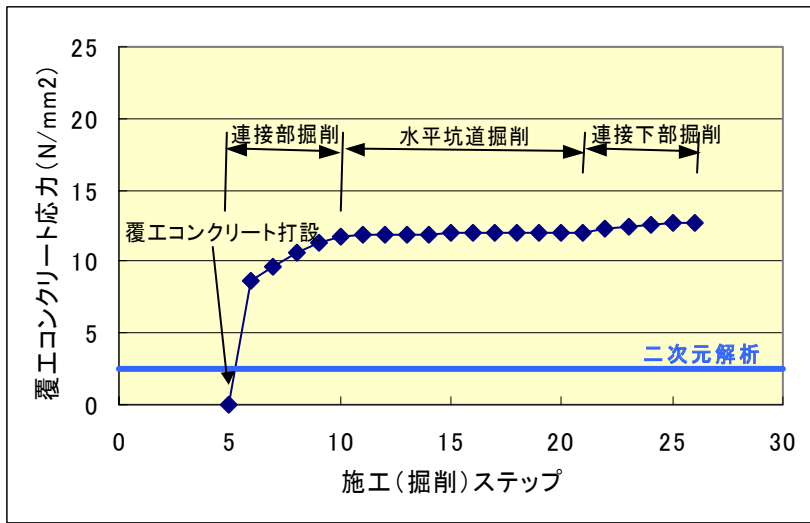


図 5.5.4 覆工コンクリート応力経時変化
(一般部最下部 最大地圧方向に対して 90°)

GL. -300m C_H級 弾性解析



GL. -300m C_L級 弾性解析

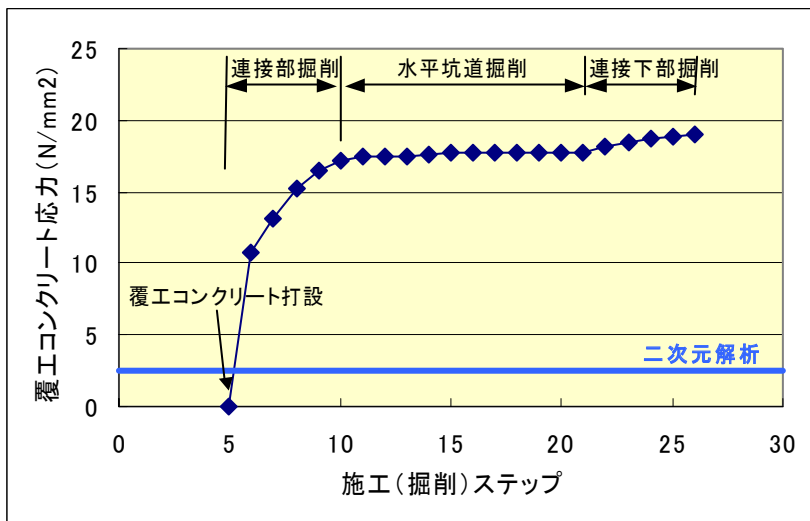
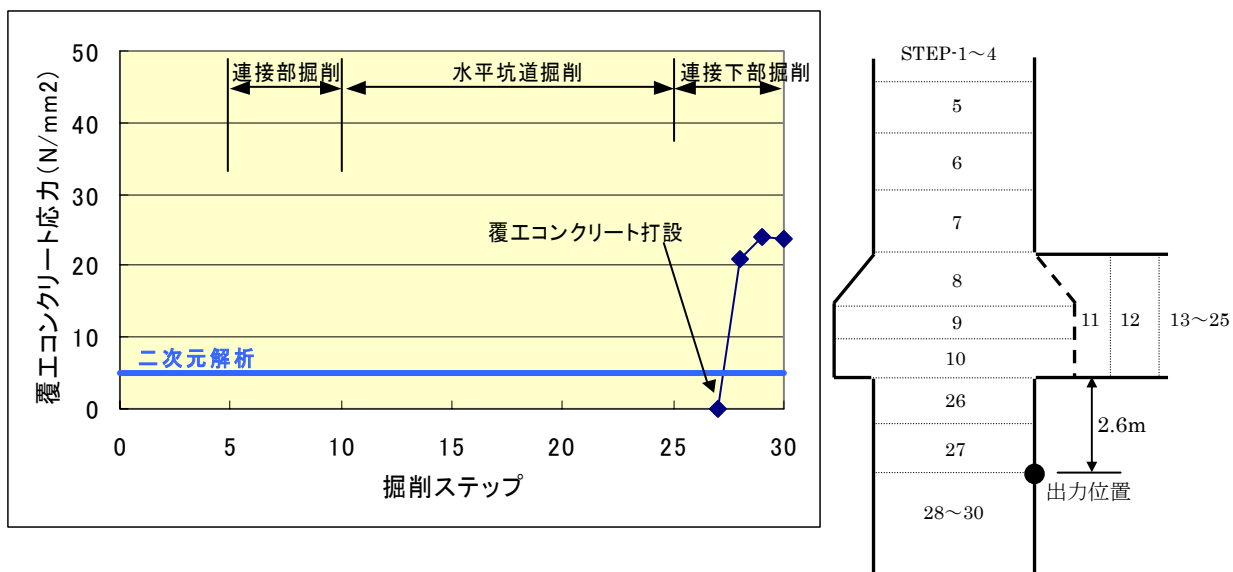


図 5.5.5 覆エコンクリート応力経時変化
(一般部最下部 最大地圧方向に対して 90°)

GL. -100m C_L級 弾性解析



GL. -100m C_L級 弾塑性解析

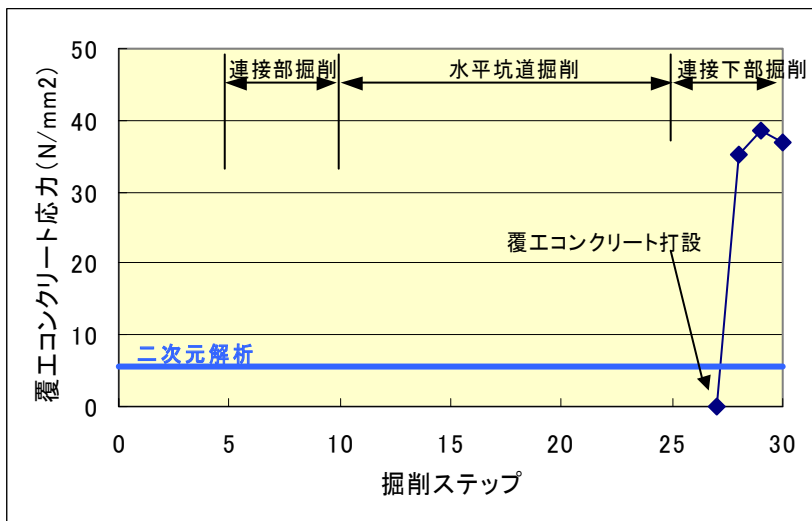
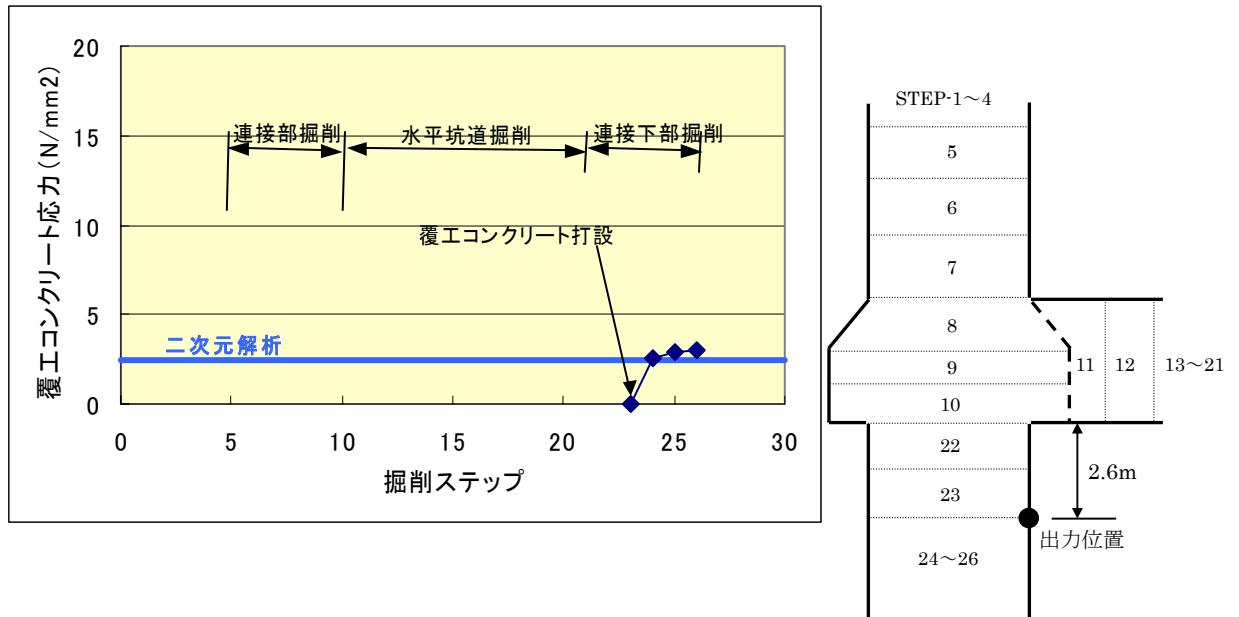


図 5.5.6 覆工コンクリート応力経時変化
(接続下部 2.6m 取付部近傍)

GL. -300m C_{II}級 弾性解析



GL. -300m C_I級 弾性解析

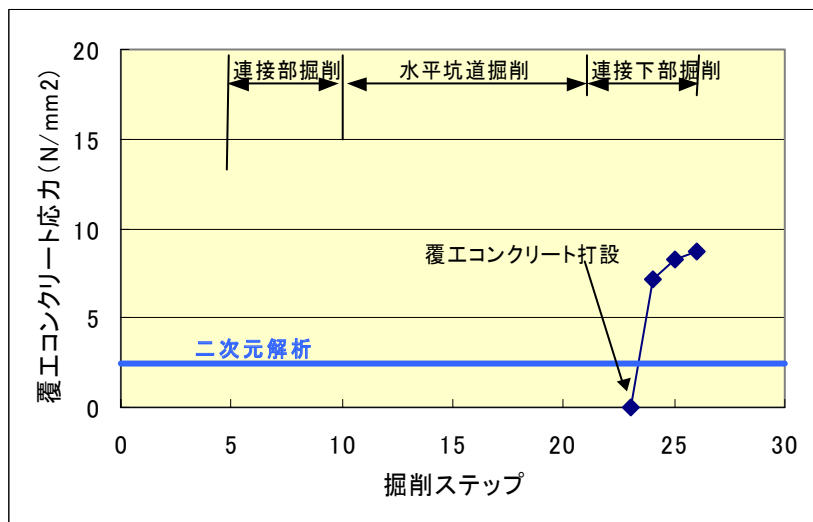
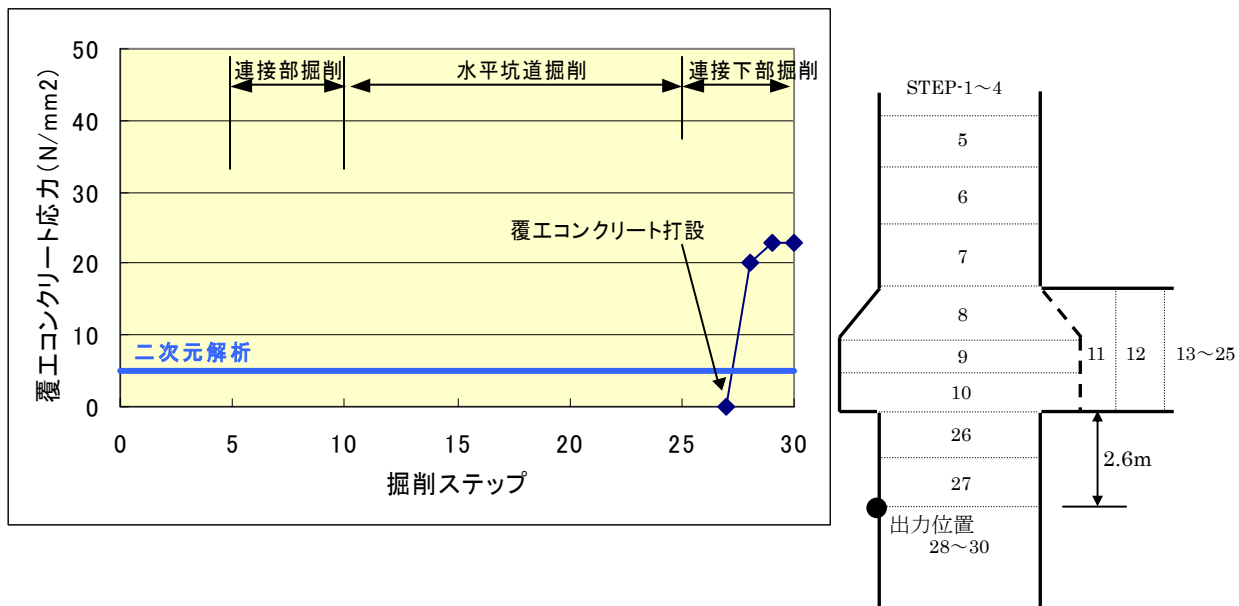


図 5.5.7 覆エコンクリート応力経時変化
(接続下部 2.6m 取付部近傍)

GL. -100m C_L級 弾性解析



GL. -100m C_L級 弾塑性解析

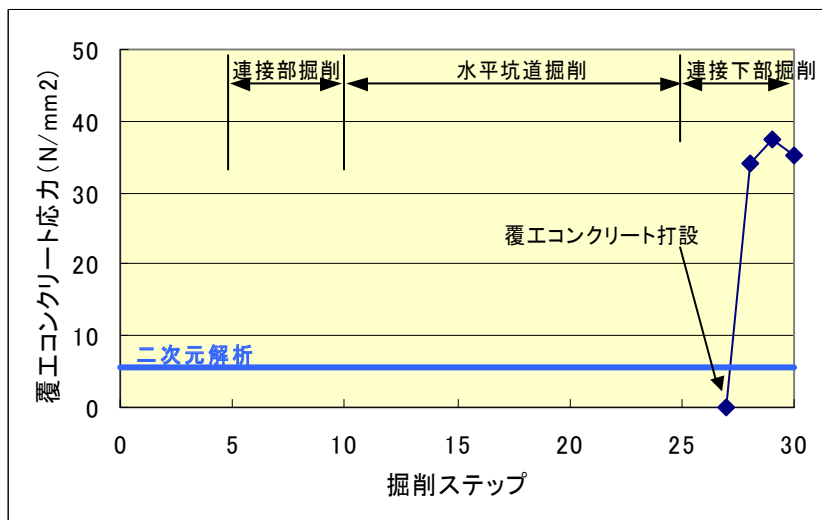
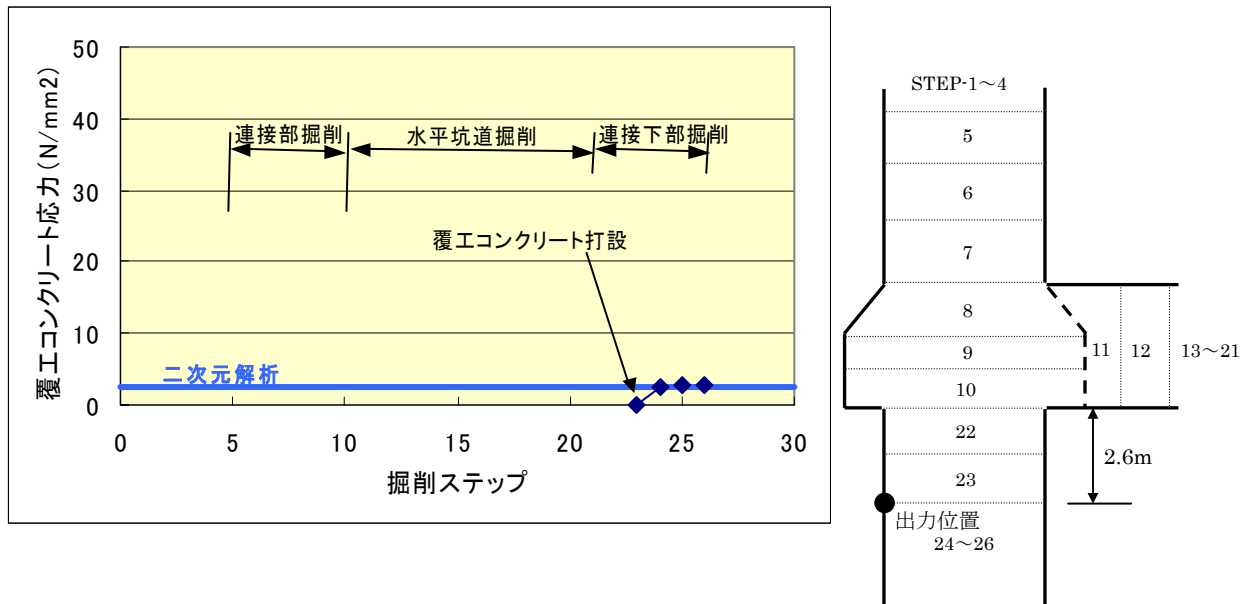


図 5.5.8 覆エコンクリート応力経時変化
(接続下部 2.6m 最大地圧方向に対して 90°)

GL. -300m C_{II}級 弾性解析



GL. -300m C_I級 弾性解析

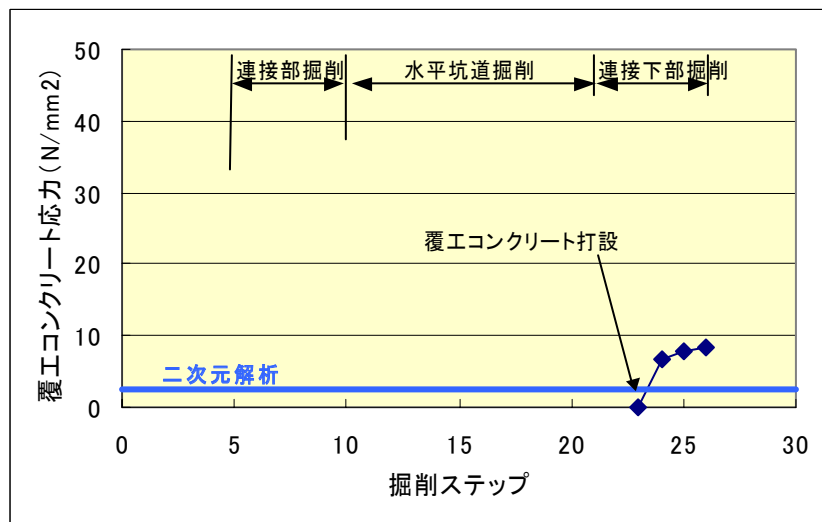
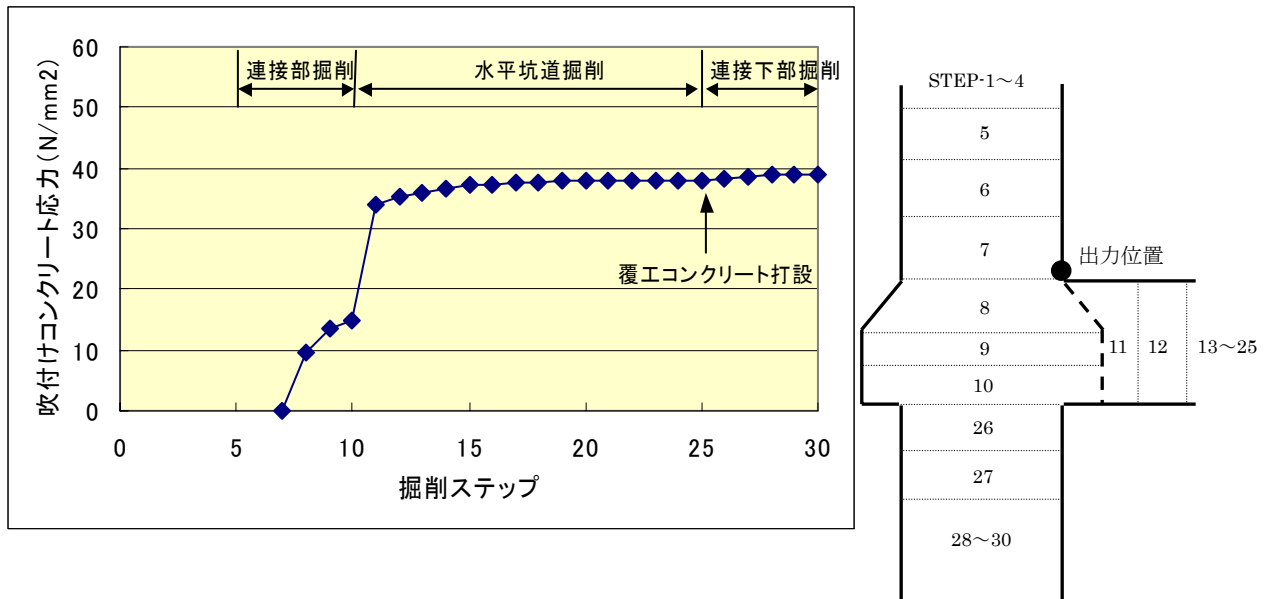


図 5.5.9 覆エコンクリート応力経時変化
(接続下部 2.6m 最大地圧方向に対して 90°)

GL. -100m C_L級 弾性解析



GL. -100m C_L級 弾塑性解析

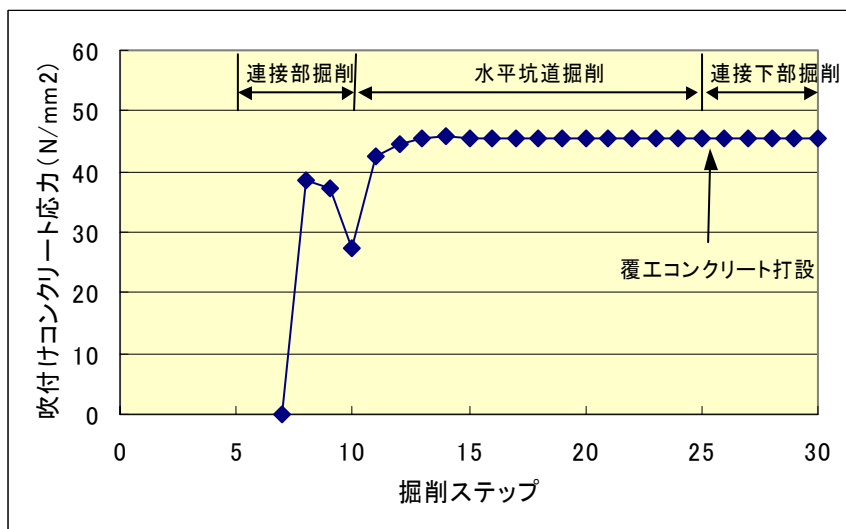
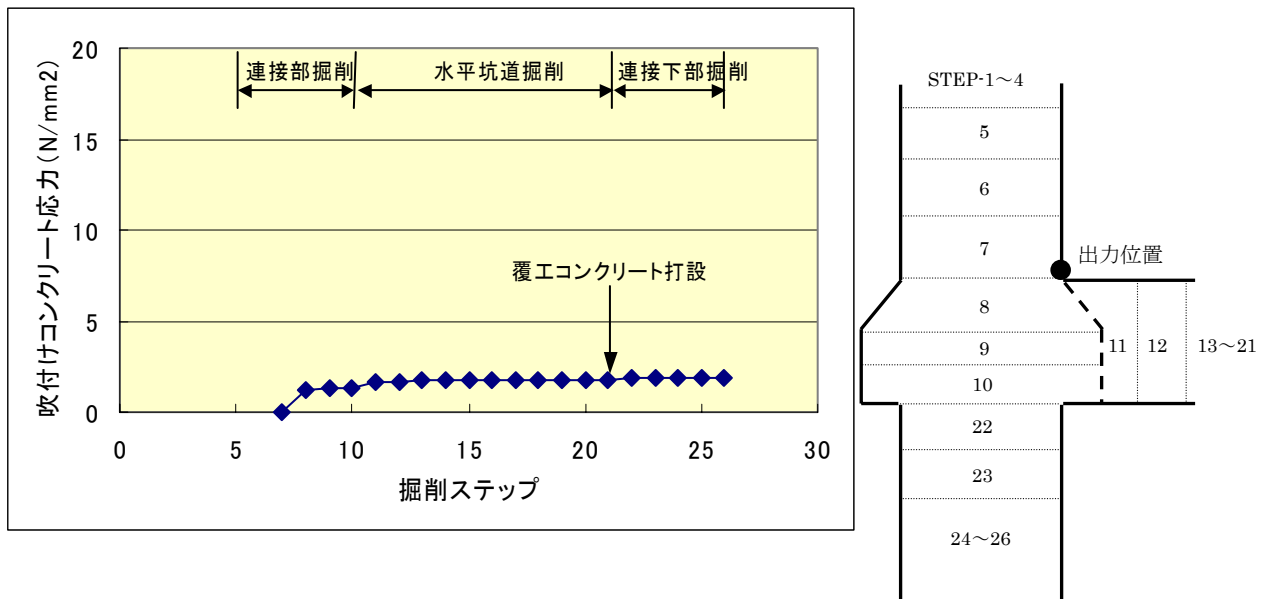


図 5.5.10 吹付けコンクリート応力経時変化 (取付部上部)

GL. -300m C_H級 弾性解析



GL. -300m C_T級 弾性解析

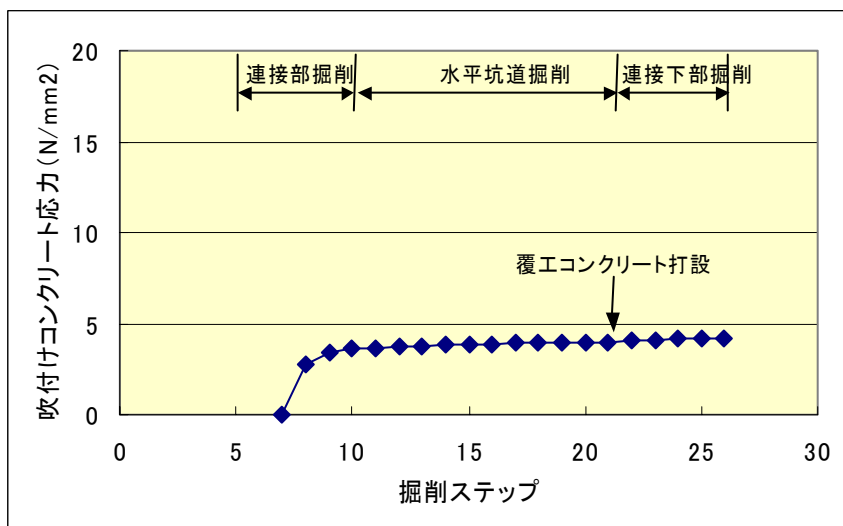
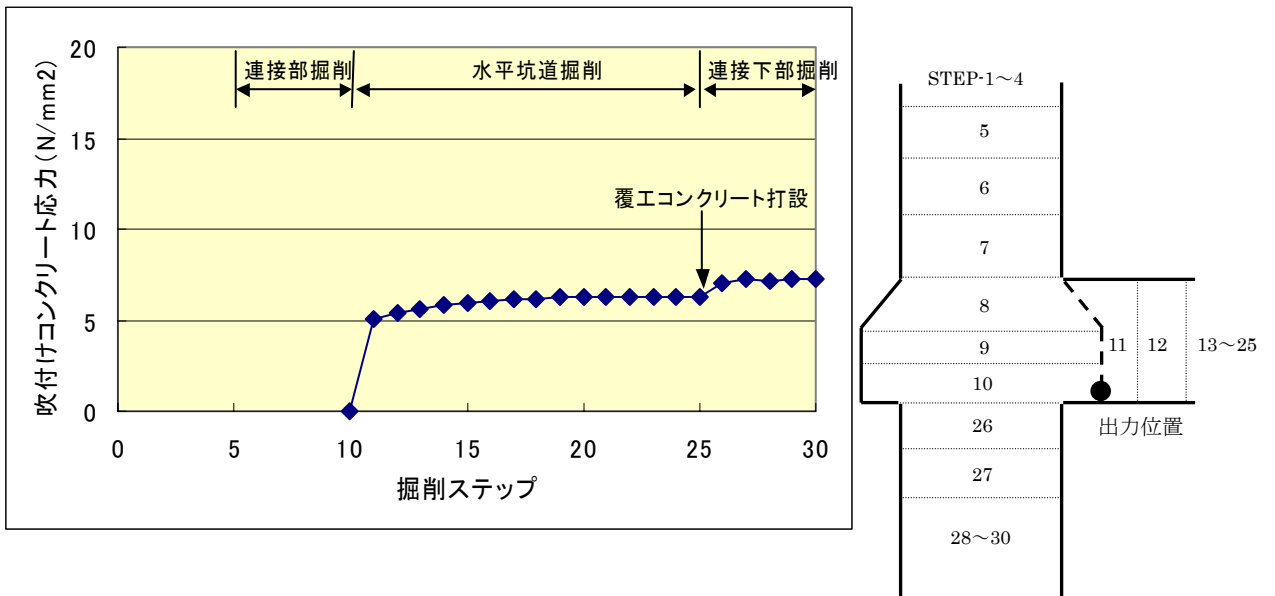


図 5.5.11 吹付けコンクリート応力経時変化 (取付部上部)

GL. -100m C_L級 弾性解析



GL. -100m C_L級 弾塑性解析

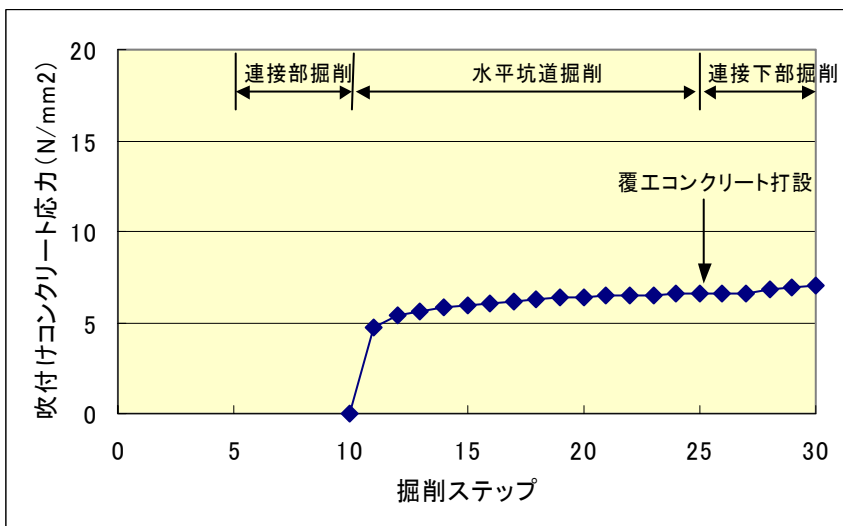
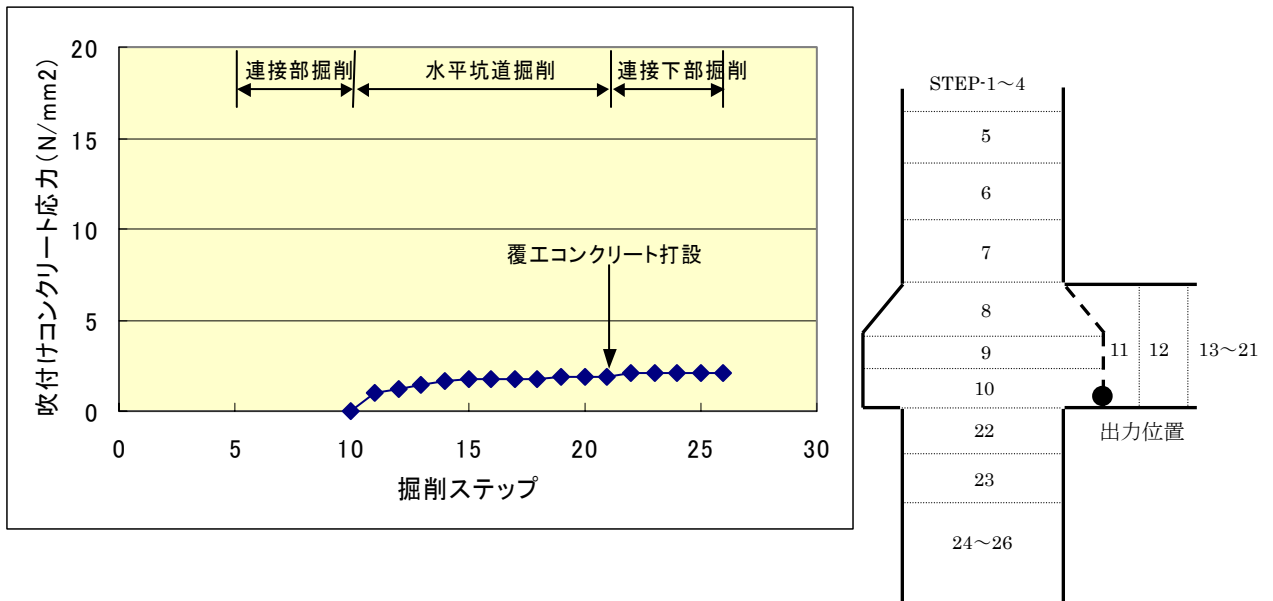


図 5.5.12 吹付けコンクリート応力経時変化 (接続部最下部)

GL. -300m C_H級 弾性解析



GL. -300m C_L級 弾性解析

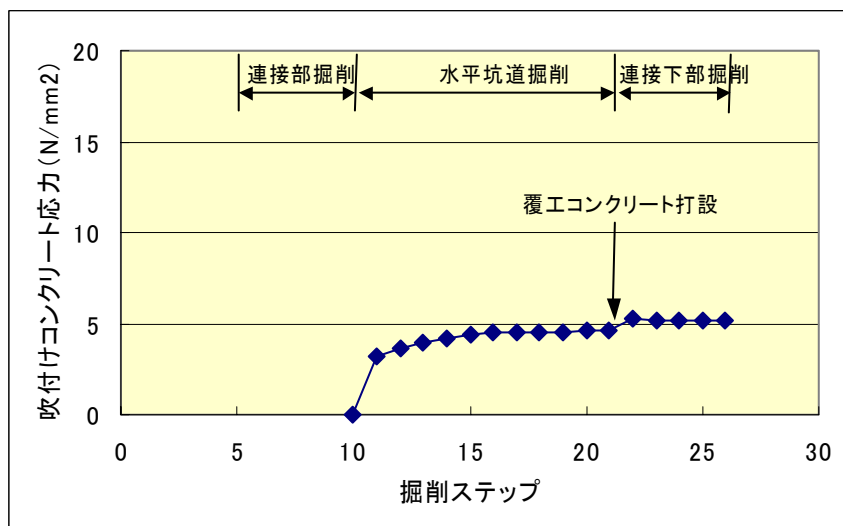


図 5.5.13 吹付けコンクリート応力経時変化 (接続部最下部)

5.6 設計およびH15年度予備解析との比較

ここでは、設計など従来の結果と今回の結果を比較する。今回は、二次元解析と三次元解析を実施しているが、一般部を対象にした二次元解析結果は設計との比較になり、接続部を対象にした三次元解析結果はH15年度の予備解析における軸対称との比較が中心となる。なお、これらの解析で用いていた物性値については前出の3.3.2を参照のこと。

一般部における比較結果を表5.6.1に示し、接続部における比較結果を表5.6.2に示した。また、表中には弾性解析結果とともに、弾塑性解析結果も示している。しかし、塑性領域における剛性低下率が一様でないことから、参考程度にとどめておき、弾性解析結果を中心に整理している。

【一般部における比較結果】

(設計における二次元解析との比較)

- ・最大せん断ひずみは、今回の結果が設計時の結果と比べて堆積岩部で大きくなっているが発破による損傷を考慮していることから大きくなったと考えられる。
- ・花崗岩部では、岩盤等級を C_L 級で想定した今回の結果が設計時とほぼ同等な評価となっているが、初期地圧が小さく想定されていることを考えると妥当な結果と思われる。
- ・覆工コンクリート応力は、堆積岩、花崗岩の検討範囲内で設計時の解析結果とほぼ同等な評価となっており設計時の支保が妥当と考えられる。
- ・鋼製支保工の応力は、設計時の結果より小さくなっており、妥当な支保が行われていると考えられる。

【接続部における比較結果】

(H15年度の予備解析における軸対称解析との比較)

- ・H15年度の解析では、NATM工法は接続部のみと考えており、一般部では全区間でショットステップ工法を適用していた。このため、接続上部の覆工コンクリートの応力は、小さく評価されたと考えられる。
- ・初期地圧の設定は、H15年度では鉛直地圧の1.5倍程度であることと、変圧の影響が考慮されないことから、支保工に発生する応力は小さくなったと考えられる。
- ・吹付けコンクリートは、水平坑道掘削による影響から三次元的な挙動を考慮している今回の解析では大きくなると考えられる。
- ・なお、H15年度の解析ではモデル化方法(軸対称)の理由でロックボルトをモデル化していないが、今回は忠実に3次元でモデル化していることにより軸力を算出することが可能であった。

表 5.6.1 設計と H16 年度「予備解析」の比較結果（一般部）¹⁾

比較項目	深度 (m)	設計		H16 年度「予備解析」	
		弾性解析	弾塑性解析	弾性解析	弾塑性解析
最大せん断ひずみ (%)	75	1.35	3.50	0.76	0.80
	175	0.94	3.99	1.79	7.57
	260	0.14	—	0.25	—
	745	0.28	—	0.38	—
	975	0.43	0.42	0.45	0.53
	1,000	0.44	0.45	0.19	—
覆工コンクリート応力 (N/mm ²)	75	5.78	7.00	3.81	3.86
	175	8.44	10.40	8.91	10.54
	260	1.48	—	2.20	—
	745	2.90	—	3.20	—
	975	6.59	6.00	3.90	4.14
	1,000	6.76	6.29	1.70	—
鋼製支保工 (N/mm ²)	75	71	108	40	40
	175	120	144	93	132
	260	—	—	—	—
	745	—	—	—	—
	975	—	—	—	—
	1,000	—	—	—	—

表 5.6.2 H15 年度「予備解析」と H16 年度「予備解析」の比較結果（接続部）¹⁾

比較項目	深度 (m)	H15 年度「予備解析」		H16 年度「予備解析」	
		弾性解析	弾塑性解析	弾性解析	弾塑性解析
最大せん断ひずみ (%)	100	—	0.69	1.42	23.60
	300	—	0.16	0.18	—
覆工コンクリート応力 (N/mm ²)	100	—	7.23	23.80	36.70
	300	—	3.51	16.40	—
吹付けコンクリート応力 (N/mm ²)	100	—	8.79	27.40	80.30
	300	—	3.46	4.60	—
ロックボルト軸力 (kN)	100	—	—	78	494
	300	—	—	23	—

6. 解析結果に基づく接続部の計測計画

6.1 計測において特に注意すべき事項

主立坑の深度 100m と 300m の予備ステージの計測位置での解析結果を、限界値と比較して表 6.1.1 に示す。この結果から、弾性解析値は限界値に対して、若干余裕がみられることが分かる。一方、計測断面以外に注意すべき箇所としては、以下が考えられた。

- ①立坑一般部の最下部
- ②接続部の直上 (NATM 工法で施工される 2.6m 間)
- ③接続部の直壁下部
- ④接続部より一般部に切り替わる範囲で接続部下

これらの箇所における弾性解析値と限界値を比較して表 6.1.2 及び 6.1.3 に示す。この結果、計測計画において特に注意すべき点を以下にまとめた。

- ・ 一般部の内空変位は、覆工コンクリート打設後の値で管理する必要がある。今回、内空変位で覆工コンクリートを管理する場合には、三次元解析により覆工コンクリート応力との関係から算出した値で管理することが妥当であると考えた。
- ・ 接続部の内空変位は、覆工コンクリートの施工が後になることから、吹付けコンクリート打設後の値で管理する必要がある。今回、内空変位で吹付けコンクリートを管理する場合には、三次元解析により求められた吹付けコンクリート応力との関係から算出した値で管理することが妥当であると考えた。
- ・ 変位の弾性解析値から限界値を算出する場合には、覆工コンクリート応力の弾性解析値と限界値との関係から推定している。また、管理値も同様に覆工コンクリート応力の管理値と限界値の関係から推定した (一般部の場合)。
- ・ 同じく接続部では、吹付けコンクリート応力の弾性解析値と限界値の関係から推定する。
- ・ 覆工コンクリートの計測断面以外で注意すべき断面は、立坑一般部から NATM 工法に切り替わる境界位置と接続下部約 2.6m 下が考えられる。
- ・ 吹付けコンクリートの計測断面以外で注意すべき点は、接続部直上の一般部と水平坑道の天端付近が考えられる。
- ・ ロックボルト軸力の計測断面以外で注意すべき点は、接続部直上の一般部と接続部の下部が考えられる。

また、図 6.1.1 と 6.1.2 には、覆工後の変形量の深度分布を示すが、以下のことが分かった。

①GL. -100m 地点（堆積岩部）

- ・ 覆工後に発生する変形量が大きくなるのは、ショートステップ工法と NATM 工法の境界部（図 6.1.1 の【ア】と【イ】）と接続部の下部（図中の【ウ】）が考えられる。
- ・ 弾性解析の場合、図中の【ア】が厳しいと考えられたが、弾塑性解析でもそれほど大きく変化していない。
- ・ 図中の【ウ】では弾塑性解析の場合が弾性解析より 2～3 倍と大きくなっている。
- ・ 接続部の下部では、覆工コンクリートの打設後には図 6.1.3 及び 6.1.4 のような変形を示すことが予想される。
- ・ 覆工の最大変形を示した箇所では、計測管理していくことが必要となる。

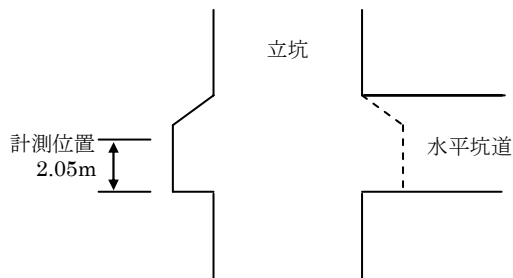
②GL. -300m 地点（花崗岩部）

- ・ 覆工後に発生する変形量が大きくなるのは、堆積岩部と同様にショートステップ工法と NATM 工法の境界部（図 6.1.2 の【ア】と【イ】）と接続部の下部（図中の【ウ】）が考えられる。
- ・ C_H 級岩盤の接続部の下部では、覆工コンクリートの打設後には図 6.1.5 及び 6.1.6 のような変形を示すことが予想される。
- ・ 覆工の最大変形を示した箇所では、計測管理していくことが必要となる。

表 6.1.1 計測位置での三次元解析結果と限界値の比較

	深度 (m)	位置	弾性解析値	限界値	管理値
① 変位 (覆工打設後の変形) (mm)	100	①最大地圧方向	1.33	2.19	0.73
	300	①最大地圧方向	0.26		
② 覆工コンクリート応力度 (N/mm ²)	100	②接続部近傍	5.58	40/1.3=30.8	10.0
	300	③90°	1.20		
③ 吹付けコンクリート応力度 (N/mm ²)	100	①最大地圧方向	16.83	36/1.3=27.7	9.0
	300	①最大地圧方向	4.55		
④ ロックボルト軸力 (kN)	100	①最大地圧方向	58	117.7	58
	300	①最大地圧方向	3		

比較位置図



平面位置図

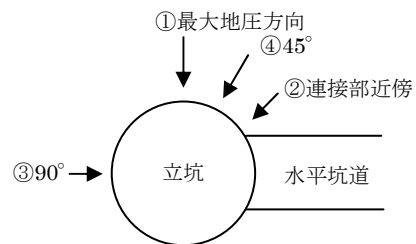


表 6.1.2 計測断面以外に注意すべき箇所での
三次元解析結果と限界値の比較 (GL. -100m)

	位置	方向	弾性解析値	限界値	管理値
① 変位 (覆工打設後の変形) (mm)	立坑一般部の最下部	最大地圧方向	3.5	6.1	2.0
	接続部直上	最大地圧方向	4.5	4.5	1.5
	接続部直壁中部	最大地圧方向	9.4	24.1	7.8
	接続下部 (一般部)	最大地圧方向	4.9	6.3	2.1
② 覆工コンクリート 応力度 (N/mm ²)	立坑一般部の最下部	水平坑道取付部近傍	17.7	40/1.3=30.8	10.0
	接続部直上	水平坑道取付部近傍	3.5	40/1.3=30.8	3.5
	接続部直壁中部	水平坑道取付部近傍	20.7	40/1.3=30.8	10.0
	接続下部 (一般部)	水平坑道取付部近傍	23.8	40/1.3=30.8	10.0
③ 吹付けコンクリート 応力度 (N/mm ²)	接続部直上	水平坑道取付部近傍	27.4	36/1.3=27.7	9.0
	接続部直壁中部	最大地圧方向	10.8	36/1.3=27.7	9.0
	水平坑道天端部	鉛直方向	19.5	36/1.3=27.7	9.0
	水平坑道側壁部	最大地圧方向	4.5	36/1.3=27.7	4.5
④ ロックボルト軸力 (kN)	接続部直上	最大地圧方向	59	117.7	59
	接続部直壁上部	最大地圧方向	59	117.7	59
	接続部直壁下部	最大地圧方向	78	117.7	78
	水平坑道天端部	鉛直方向	— (圧縮)	117.7	—
	水平坑道側壁部	最大地圧方向	20	117.7	20

表 6.1.3 計測断面以外に注意すべき箇所での
三次元解析結果と限界値の比較 (GL. -300m)

	位置	方向	弾性解析値	限界値	管理値
① 変位 (覆工打設後の変形) (mm)	立坑一般部の最下部	最大地圧方向	0.7	1.0	0.3
	接続部直上	最大地圧方向	1.4	9.2	1.4
	接続部直壁中部	最大地圧方向	1.2	18.4	1.2
	接続下部 (一般部)	最大地圧方向	0.8	0.9	0.3
② 覆工コンクリート 応力度 (N/mm ²)	立坑一般部の最下部	水平坑道取付部近傍	12.7	24/1.3=18.5	6.0
	接続部直上	水平坑道取付部近傍	13.7	24/1.3=18.5	6.0
	接続部直壁中部	水平坑道取付部近傍	2.6	24/1.3=18.5	2.6
	接続下部 (一般部)	水平坑道取付部近傍	16.4	24/1.3=18.5	6.0
③ 吹付けコンクリート 応力度 (N/mm ²)	接続部直上	水平坑道取付部近傍	2.1	18/1.3=13.8	2.1
	接続部直壁中部	最大地圧方向	0.9	18/1.3=13.8	0.9
	水平坑道天端部	鉛直方向	1.5	18/1.3=13.8	1.5
	水平坑道側壁部	最大地圧方向	0.3	18/1.3=13.8	0.3
④ ロックボルト軸力 (kN)	接続部直上	水平坑道取付部近傍	23	117.7	23
	接続部最下部	最大地圧方向	12	117.7	12
	水平坑道天端部	鉛直方向	27	117.7	27
	水平坑道アーチ部	最大地圧方向	39	117.7	39

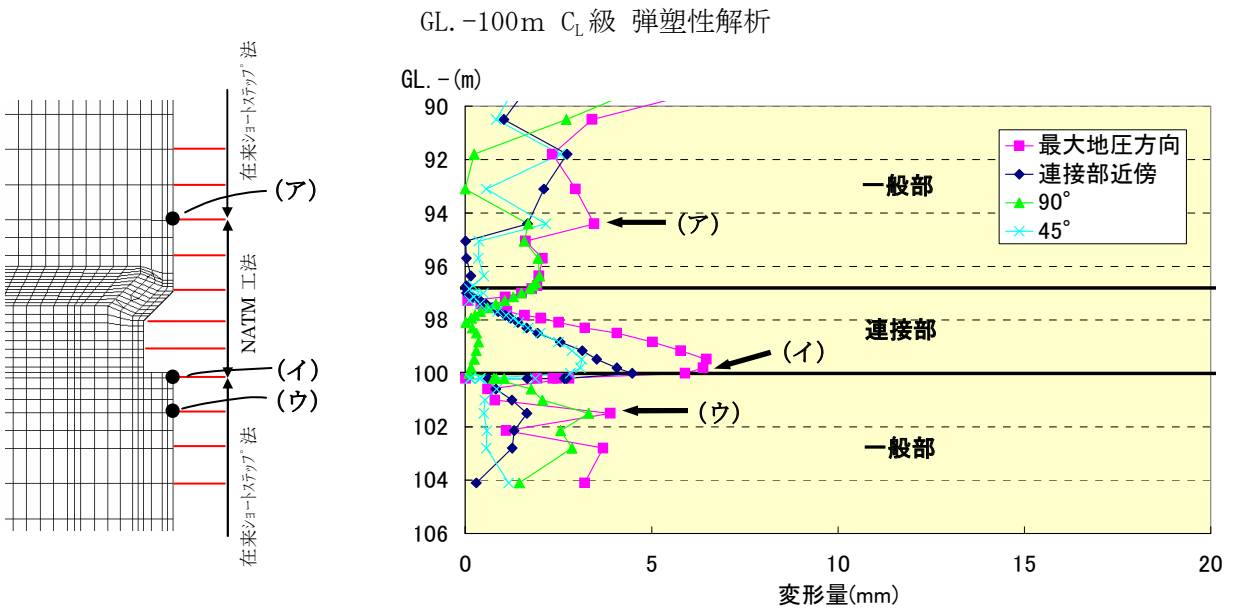
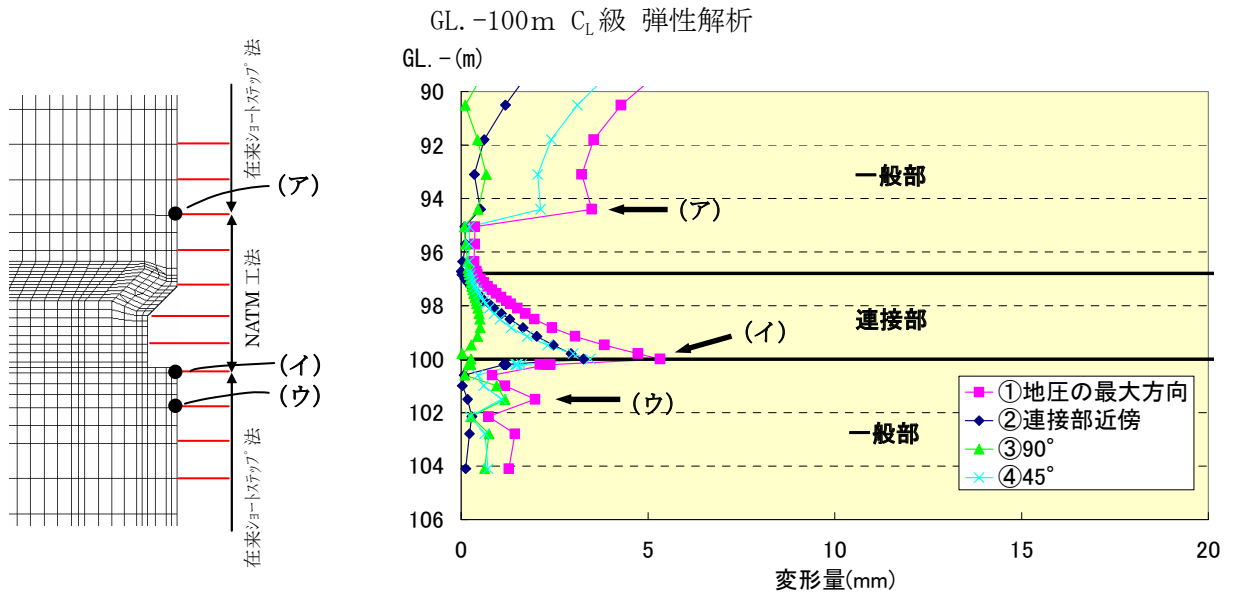
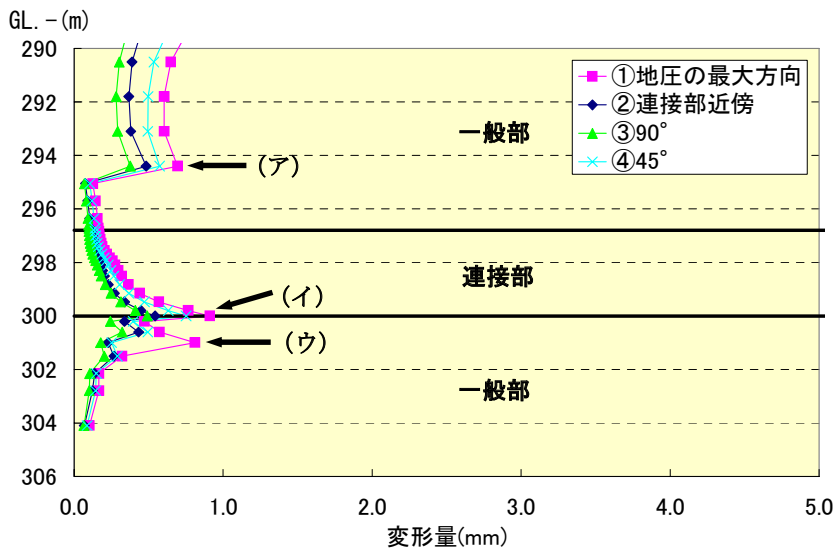
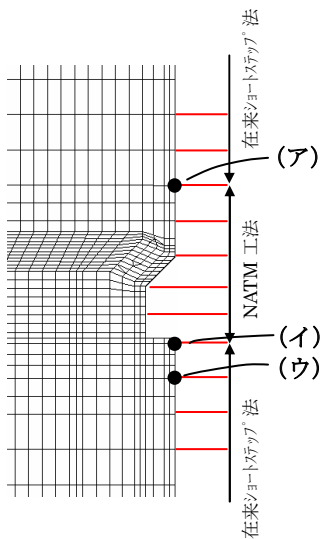


図 6.1.1 覆工後の変形量 (GL. -100m)

GL. -300m_{C_H} 級 弾性解析



GL. -300m_{C_L} 級 弾性解析

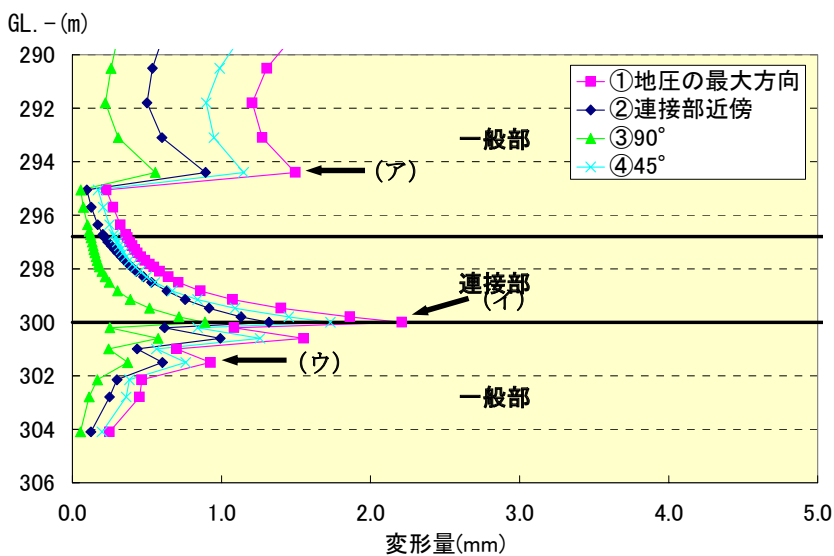
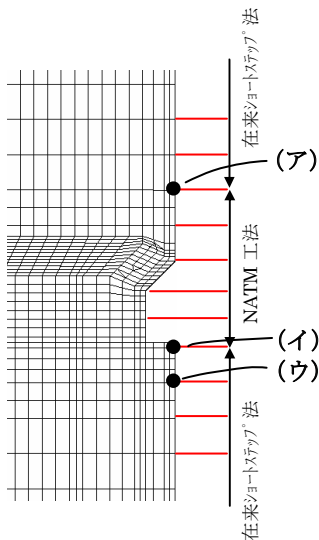


図 6.1.2 覆工後の変形量 (GL. -300m)

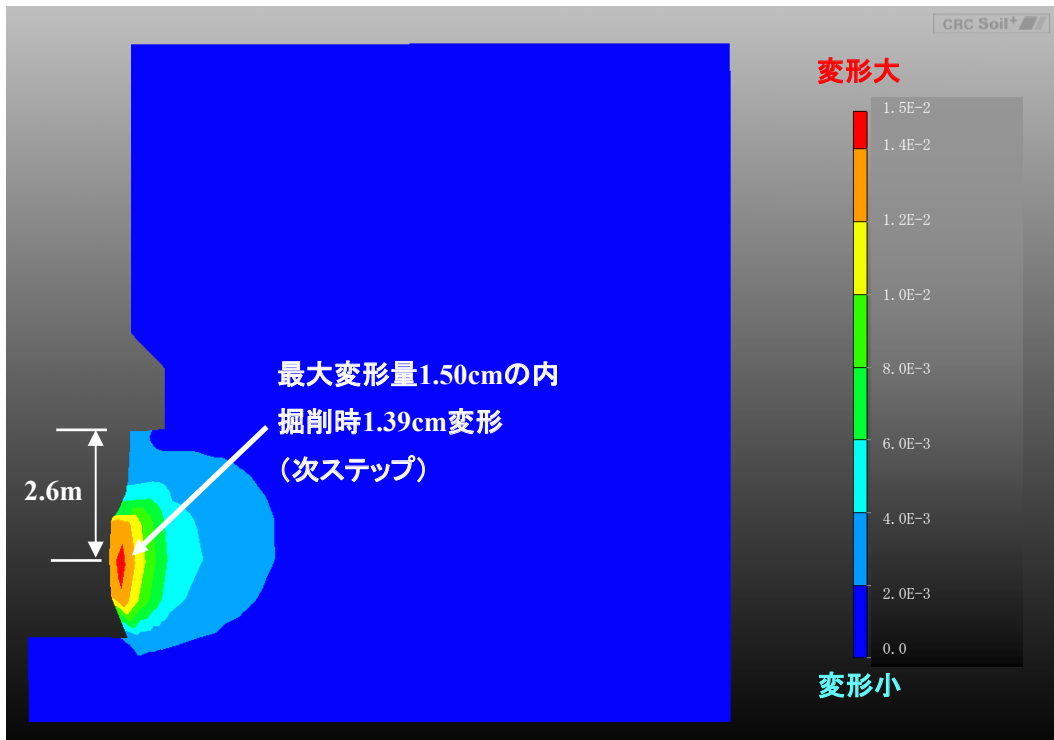


図 6.1.3 変形図 (GL. -100m C_L 級 弾性解析)

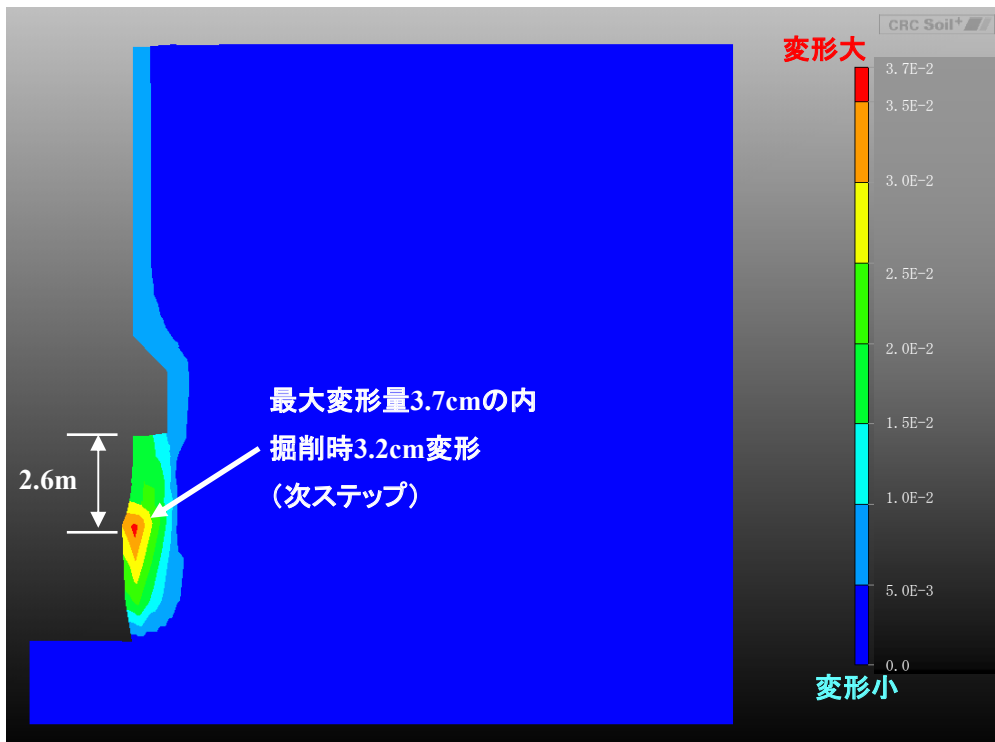


図 6.1.4 変形図 (GL. -100m C_L 級 弾塑性解析)

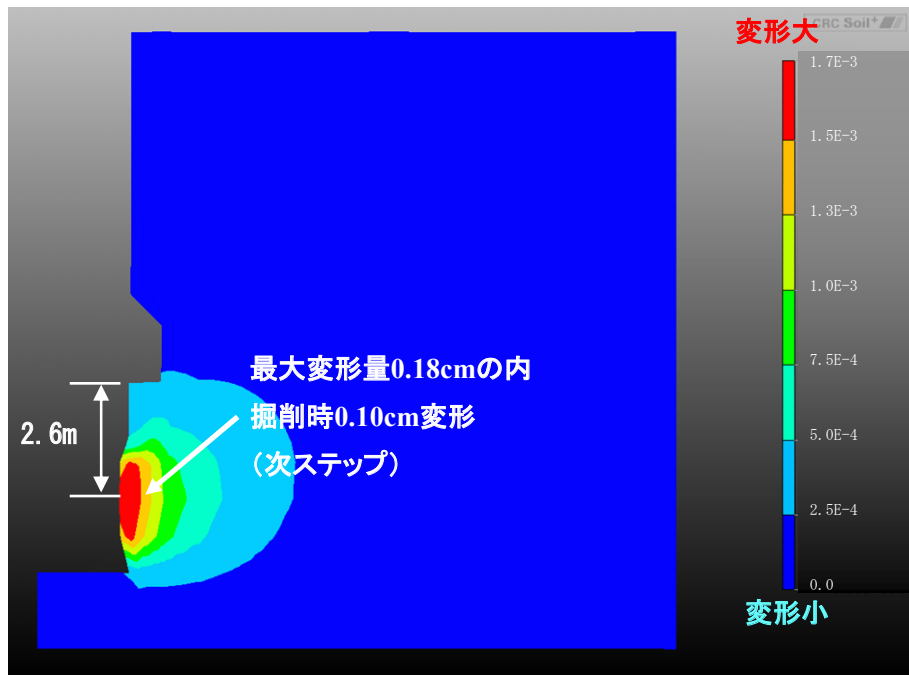


図 6.1.5 変形図 (GL. -300m C_{II}級 弾性解析)

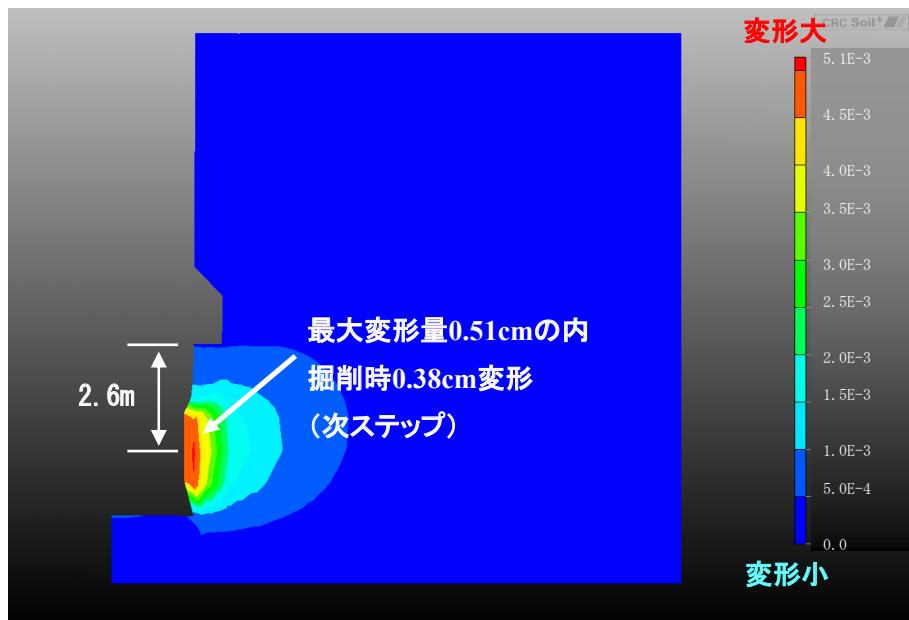


図 6.1.6 変形図 (GL. -300m C_L級 弾性解析)

6.2 施工時の計測計画

(1) 計測計画

先の6.1項において、計測予定箇所以外に三次元解析による評価結果からの検討位置・検討項目が明らかとなった。なお、三次元解析による評価結果から、支保工部材の変更・追加の必要性があると考えられる位置を表6.2.1及び6.2.2にまとめた。また、これらの計測データによる管理方法を表6.2.3にまとめた。

今回、管理基準値としては危険度に応じて以下の3段階の値を設定した。

レベルⅠ：平常

レベルⅡ：要注意、変更検討

レベルⅢ：嚴重注意、設計変更

なお、レベルⅢの設定方法については、下記の方法を考えた。

ア. 変位量

変位量は、覆工コンクリート打設後の値で管理する必要がある。今回は、覆工コンクリート応力と打設後の変位量との関係から算出した。

変位の限界値は、覆工コンクリート応力の弾性解析値と限界値との関係から、変位の弾性解析値を比例倍して推定した。

イ. 覆工コンクリート応力度

限界値に相当する設計基準強度をコンクリートの材料係数 ($\gamma_c=1.3$) で割った値と数値解析による立坑発生応力度の3倍の値を比較して、小さい値を採用した。

ウ. 吹付けコンクリート応力度

限界値に相当する設計基準強度をコンクリートの材料係数 ($\gamma_c=1.3$) で割った値と数値解析による立坑発生応力度の3倍の値を比較して、小さい値を採用した。

エ. ロックボルト軸力

限界値に相当する耐力値と数値解析によるロックボルト軸力の3倍の値を比較して、小さい値を採用した。

表 6.2.1 支保工部材の変更・追加の必要性 (GL. -100m)

		断面位置			
		①	②	③	④
覆工コンクリート	有無	有	有	有	有
	強度変更の必要性	△	×	△	△
吹付け コンクリート	有無	有	有	有	無
	強度変更の必要性	△	△	△	—
ロックボルト	有無	有	有	有	無
	本数追加の必要性	×	×	×	—

*) 支保工の強度変更を予定しており、その結果が妥当と考えられるものを△とした。

表 6.2.2 支保工部材の変更・追加の必要性 (GL. -300m)

		断面位置			
		①	②	③	④
覆工コンクリート	有無	有	有	有	有
	強度変更の必要性	○	×	×	○
吹付け コンクリート	有無	有	有	有	無
	強度変更の必要性	×	×	×	—
ロックボルト	有無	有	有	有	無
	本数追加の必要性	×	×	×	—

*) 支保工部材の変更の必要性があるものは○，無いものは×とした。

比較位置図

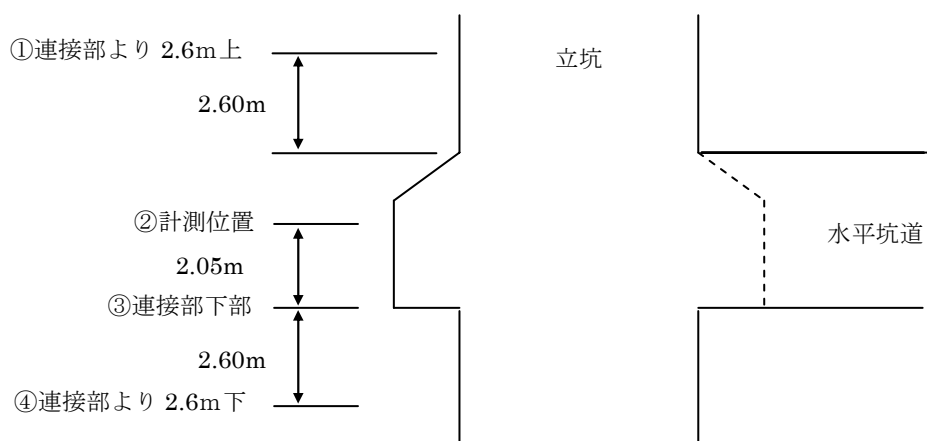
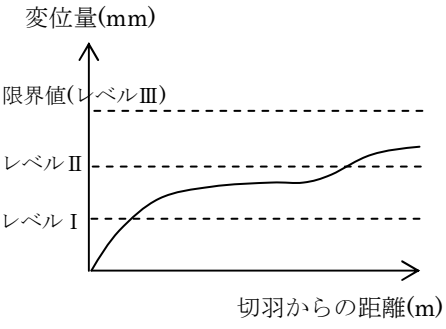
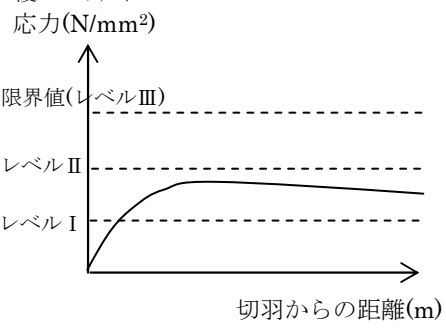
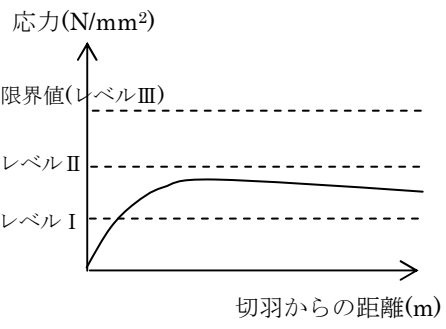
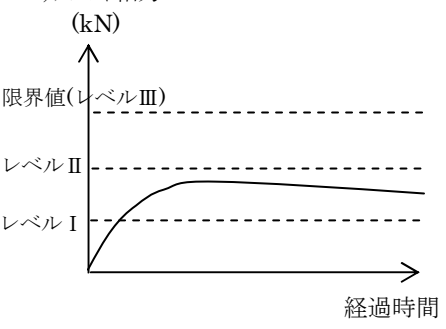


表 6.2.3 計測データによる管理方法

計測対象	整理方法	計測内容と考え方
<p>① 変位</p>		<p>切羽からの距離と内空変位との相関性を調べる。 三次元解析の結果から管理する場合には、弾性解析結果から限界値（レベルⅢ）を設定する。限界値は覆工コンクリート応力の短期許容応力度相当の値を考えた。また、管理値（レベルⅠ）は、長期許容応力度相当とし、レベルⅡは解析値（変位量）を用いた。</p>
<p>② 覆工コンクリート 応力度</p>		<p>切羽からの距離と覆工コンクリート応力との相関性を調べて、どのような時点で応力が増大したり、減少したり、ピークを示すかを確認する。 三次元解析の結果から管理する場合には、弾性解析結果から限界値（レベルⅢ）を設定する。限界値は、覆工コンクリート応力の短期応力度とした。また、管理値（レベルⅠ）は長期許容応力度とし、レベルⅡは解析値（覆工コンクリート応力）を用いた。</p>
<p>③ 吹付けコンクリート 応力度</p>		<p>切羽からの距離と吹付けコンクリート応力との相関性を調べて、どのような時点で応力が増大したり、減少したり、ピークを示すかを確認する。 三次元解析の結果から管理する場合には、弾性解析結果から限界値（レベルⅢ）を設定する。限界値は、吹付けコンクリート応力の短期応力度とした。また、管理値（レベルⅠ）は長期許容応力度とし、レベルⅡは解析値（吹付けコンクリート応力）を用いた。</p>
<p>④ ロックボルト 軸力</p>		<p>ロックボルトの軸力の経時変化をロックボルトごとに測定する。これより、各ボルトの深度に応じてボルト軸力の経時変化が確認できる。 三次元解析の結果から管理する場合には、弾性解析結果から限界値（レベルⅢ）を設定する。限界値はロックボルトの耐力値を考えた。また、管理値は解析値（ロックボルト軸力）とし、レベルⅡは、限界値と解析値の中間値とした。</p>

(2) 計測基準値

施工時の計測基準値は、GL. -100m（堆積岩部、 C_L 級）及びGL. -300m（花崗岩部、 $C_H \sim C_L$ 級）の接続部近傍を対象として作成した。GL. -300m（花崗岩部）の C_M 級については、 C_H 級に比べて岩盤物性に大きな差が見られないことから（表 3.3.5 参照）、 C_H 級の基準値を用いることができると考えた。

なお、計測基準値の設定においては、以下のパターンが見られており、各パターンを以下のように定義した。

【パターンⅠ】

各材料の許容値に相当する値と解析による予測値を比較した結果、予測値が許容値を下回った場合。レベルⅠは予測値、レベルⅡは予測値の2倍とした。なお、レベルⅢは限界値を用いた。

【パターンⅡの定義】

各材料の許容値に相当する値と解析による予測値を比較した結果、予測値が許容値を上回った場合。レベルⅠは許容値、レベルⅡは解析による予測値とした。なお、レベルⅢは限界値を用いた。

【パターンⅢの定義】

解析による予測値が限界値を上回った場合。レベルⅠは許容値、レベルⅡおよびレベルⅢは限界値を用いた。

この結果を表 6.2.4～6.2.6 に示した。

表 6.2.4 GL-100m計測基準値 (C_L級)

	位置	方向	弾性解析値	限界値	FEM 解析による計測基準値の算出結果			レベルI レベルIII	パターン 評価
					レベルI (管理値)	レベルII	レベルIII		
① 変位 (覆工打設後の変形) (mm)	立坑一般部の最下部	最大地圧方向	3.5	6.1	2.0	3.5	6.1	0.33	II
	接続部直上	最大地圧方向	4.5	4.5	1.5	4.5	4.5	0.33	II
	接続部直壁中部	最大地圧方向	9.4	24.1	7.8	9.4	24.1	0.32	II
	接続下部 (一般部)	最大地圧方向	4.9	6.3	2.1	4.9	6.3	0.33	II
② 覆工コンクリート 応力度 (N/mm ²)	立坑一般部の最下部	水平坑道取付部近傍	17.7	40/1.3=30.8	10.0	17.7	30.8	0.32	II
	接続部直上	水平坑道取付部近傍	3.5	40/1.3=30.8	3.5	7.0	30.8	0.11	I
	接続部直壁中部	水平坑道取付部近傍	20.7	40/1.3=30.8	10.0	20.7	30.8	0.32	II
	接続下部 (一般部)	水平坑道取付部近傍	23.8	40/1.3=30.8	10.0	23.8	30.8	0.32	II
③ 吹付けコンクリート 応力度 (N/mm ²)	接続部直上	水平坑道取付部近傍	27.4	36/1.3=27.7	9.0	27.4	27.7	0.32	II
	接続部直壁中部	最大地圧方向	10.8	36/1.3=27.7	9.0	16.8	27.7	0.32	II
	水平坑道天端部	鉛直方向	19.5	36/1.3=27.7	9.0	19.5	27.7	0.32	II
	水平坑道側壁部	最大地圧方向	4.5	36/1.3=27.7	4.5	9.0	27.7	0.16	I
④ ロックボルト軸力 (kN)	接続部直上	最大地圧方向	59	117.7	59	88	117.7	0.50	II
	接続部直壁上部	最大地圧方向	59	117.7	59	88	117.7	0.50	II
	接続部直壁下部	最大地圧方向	78	117.7	78	98	117.7	0.66	II
	水平坑道天端部	鉛直方向	— (圧縮)	117.7	—	—	117.7	—	—
	水平坑道側壁部	最大地圧方向	20	117.7	20	40	117.7	0.17	I

表 6.2.5 GL-300m計測基準値 (C_L級)

	位置	方向	弾性解析値 (CL級)	限界値	FEM解析による計測基準値の算出結果			レベルI レベルIII	パターン 評価
					レベルI (管理値)	レベルII	レベルIII		
① 変位 (覆工打設後の変形) (cm)	立坑一般部の最下部	最大地圧方向	0.15	0.14	0.05	0.10	0.14	0.36	III
	接続部直上	最大地圧方向	0.43	1.41	0.43	0.86	1.41	0.30	I
	接続部直壁中部	最大地圧方向	0.37	0.72	0.23	0.37	0.72	0.32	II
	接続下部 (一般部)	最大地圧方向	0.09	0.07	0.02	0.05	0.07	0.29	III
② 覆工コンクリート 応力度 (N/mm ²)	立坑一般部の最下部	水平坑道取付部近傍	19.4	24/1.3=18.5	6.0	12.3	18.5	0.32	III
	接続部直上	水平坑道取付部近傍	21.2	24/1.3=18.5	6.0	12.3	18.5	0.32	III
	接続部直壁中部	水平坑道取付部近傍	4.7	24/1.3=18.5	4.7	9.4	18.5	0.25	I
	接続下部 (一般部)	水平坑道取付部近傍	23.2	24/1.3=18.5	6.0	12.3	18.5	0.32	III
③ 吹付けコンクリート 応力度 (N/mm ²)	接続部直上	水平坑道取付部近傍	4.2	18/1.3=13.8	4.2	8.4	13.8	0.30	I
	接続部斜壁部	最大地圧方向	7.1	18/1.3=13.8	4.5	7.1	13.8	0.33	II
	水平坑道天端部	鉛直方向	4.7	18/1.3=13.8	4.5	4.7	13.8	0.33	II
	水平坑道側壁部	最大地圧方向	1.2	18/1.3=13.8	1.2	2.4	13.8	0.09	I
④ ロックボルト軸力 (kN)	接続部直上	水平坑道取付部近傍	47	117.7	47	82	117.7	0.40	II
	接続部最下部	最大地圧方向	34	117.7	34	76	117.7	0.29	I
	水平坑道天端部	鉛直方向	49	117.7	49	83	117.7	0.42	II
	水平坑道アーチ部	最大地圧方向	127	117.7	117.7	117.7	117.7	1.0	III

表 6.2.6 GL-300m計測基準値 (C_H級)

	位置	方向	弾性解析値 (C _H 級)	限界値	FEM解析による計測基準値の算出結果			レベルI レベルIII	パターン 評価
					レベルI (管理値)	レベルII	レベルIII		
① 変位 (覆工打設後の変形) (mm)	立坑一般部の最下部	最大地圧方向	0.7	1.0	0.3	0.7	1.0	0.30	II
	接続部直上	最大地圧方向	1.4	9.2	1.4	2.8	9.2	0.15	I
	接続部直壁中部	最大地圧方向	1.2	18.4	1.2	2.4	18.4	0.07	I
	接続下部 (一般部)	最大地圧方向	0.8	0.9	0.3	0.8	0.9	0.33	II
② 覆工コンクリート 応力度 (N/mm ²)	立坑一般部の最下部	水平坑道取付部近傍	12.7	24/1.3=18.5	6.0	12.7	18.5	0.32	II
	接続部直上	水平坑道取付部近傍	13.7	24/1.3=18.5	6.0	13.7	18.5	0.32	II
	接続部直壁中部	水平坑道取付部近傍	2.6	24/1.3=18.5	2.6	5.2	18.5	0.14	I
	接続下部 (一般部)	水平坑道取付部近傍	16.4	24/1.3=18.5	6.0	16.4	18.5	0.32	II
③ 吹付けコンクリート 応力度 (N/mm ²)	接続部直上	水平坑道取付部近傍	2.1	18/1.3=13.8	2.1	4.2	13.8	0.33	I
	接続部直壁中部	最大地圧方向	0.9	18/1.3=13.8	0.9	1.8	13.8	0.33	I
	水平坑道天端部	鉛直方向	1.5	18/1.3=13.8	1.5	3.0	13.8	0.33	I
	水平坑道側壁部	最大地圧方向	0.3	18/1.3=13.8	0.3	0.6	13.8	0.33	I
④ ロックボルト軸力 (kN)	接続部直上	水平坑道取付部近傍	23	117.7	23	70	117.7	0.20	I
	接続部最下部	最大地圧方向	12	117.7	12	65	117.7	0.10	I
	水平坑道天端部	鉛直方向	27	117.7	27	72	117.7	0.23	I
	水平坑道一チ部	最大地圧方向	39	117.7	39	78	117.7	0.33	I

7. まとめと今後の課題

7.1 まとめ

(1) 修正解析のまとめ

設計時には、既往のボーリングデータから地質モデルを設定して、二次元及び三次元解析を実施して支保工の設計を行っていた。その後、研究坑道近傍で行われた深度 1,000m 付近までのボーリング調査結果 (MIZ-1 号孔) が得られており、今回はそのデータに基づき地質モデル・岩盤物性・初期地圧などを見直し、修正解析 (二次元) を実施した。

堆積岩部では、弾性解析結果により得られた最大せん断ひずみが限界せん断ひずみを超えていた。このため、弾塑性解析を実施して、周辺岩盤が塑性化した場合に支保工の変状が現れるか否かを確認した。この結果、最深部 (GL. -178m) においても覆工コンクリート応力は高強度コンクリートを使用した場合に設計基準強度の 1/4 程度となることから妥当な設計と考えられた。

また、花崗岩部では GL. -1,000m (最深部) にいたる全ての区間において、最大せん断ひずみが限界せん断ひずみを超える範囲は極めて少なく、この区間の支保工は全て許容値以内に収まっていた。

(2) 三次元弾塑性解析のまとめ

接続部と水平坑道取付け部近傍では、三次元的な挙動が考えられ、施工手順を考慮した検討が必要と考えられた。このため、GL. -100m の堆積岩部と GL. -300m の花崗岩部で、接続部周辺の支保工の安定性を確認した。

GL. -100m における堆積岩の弾性解析結果から、二次元平面ひずみ解析 (修正解析) と同様に最大せん断ひずみが限界せん断ひずみを超えていることを確認した。このため、破壊が予想される要素の剛性を初期剛性に対して 1/100 に低下させ、ポアソン比を 0.45 に変化させた弾塑性解析を実施した。弾性解析結果から、覆工コンクリートの最大応力は接続部直下の一般部で設計基準強度の 1/2 を上回っていた。さらに弾塑性解析結果からは、設計基準強度の 9 割程度の覆工応力となることが予想された。これらの解析方法による解析結果の違いは、水平坑道取付け部近傍の吹付けコンクリートや最大主応力方向に配置されるロックボルトの算定結果からも同様な結果が見られることから、今後は限界ひずみの設定方法や限界せん断ひずみを超えた場合の剛性低下をどの程度考慮するかを実測値との整合評価により確認していく必要がある。

また、GL. -300m における花崗岩では、限界せん断ひずみを超えていないことから、弾性的な挙動を示すと思われる、比較的計測結果と良い対応を示すと考えられる。

(3) 接続部の計測計画のまとめ

接続部周辺では計測計画が立てられていることから、この位置での弾性解析値と限界値を比較した。この結果、計測断面では若干の余裕が見られたが、計測断面以外では限界値に近い結果が得られていることから耐力的に厳しくなることが予想された。今回、計測断面以外で耐力的に厳しくなるのは、ショートステップ工法と NATM 工法の境界位置やその周辺が考えられた。これらの位置では、覆工コンクリートや吹付けコンクリートの強度変更が必要であることが分かった。

安全性評価では、A 計測に相当する内空変位調査や天端沈下測定などの変位計測が重要な役割を果たすと考えられる。解析による変位は解析条件により大きな差異が生じると思われるが、切羽の進行により影響を受ける範囲を確認することは可能と思われ、今回の解析結果は変位計測の目安と成り得る。

7. 2 今後の課題

(1) 解析と実測との整合評価

三次元解析では、弾性解析と弾塑性解析の結果に大きな差異がみられた。これらの解析方法の妥当性を検討するためには、限界ひずみの設定方法や限界せん断ひずみを超えた場合の剛性低下をどの程度考えるべきかを、実測との整合評価により確認する必要がある。

(2) 断層部の物性評価

今回、解析に反映している MIZ-1 号孔のデータでは断層の位置を確認しているが、立坑の実際の深度において断層位置が明らかになった時点で、断層の上下で地圧がどの程度異なるかを確認する必要がある。

また、今回は断層部の物性値として C₁ 級を想定しているが、現地の様子から想定が大きく異なり D 級以下なった場合に、支保工にどの程度影響するかを確認する必要がある。

参考文献

- 1) 核燃料サイクル開発機構：“瑞浪超深地層研究所研究坑道その1 工事予備解析”，JNC-TJ7410 2005-005
- 2) ダイヤコンサルタント，核燃料サイクル開発機構契約業務報告書：MIZ-1 号孔の岩芯を用いた室内物理・力学物性試験，JNC-TJ7450 2004-002
- 3) 大成建設：切羽進行を考慮したトンネルの解析と実際，第27回土質工学シンポジウム，1982
- 4) 京都大学：特集 NATM（新オーストリアトンネル工法）のすべて-NATM 工法における支保理論-，施工技術，1977

This is a blank page.