JAEA-Research
2007-081

クラックテンソル・仮想割れ目モデルによる瑞浪超深地層研究所研究坑道の掘削影響予測解析

Excavation Disturbance Analysis Based on Crack Tensor Model and Virtual Fracture Model for Predicting the Rock Mass Behavior during Excavation of Shafts and Research Galleries at the Mizunami Underground Research Laboratory

瀬野 康弘　中間 茂雄　佐藤 稔紀*
郷家 光男*　多田 浩幸*　櫻井 英行*

Yasuhiro SENO, Shigeo NAKAMA, Toshinori SATO*
Mitsuo GOHKE*, Hiroyuki TADA* and Hideyuki SAKURAI*

地層処分研究開発部門
結晶質岩地質環境研究グループ

Crystalline Environment Research Group
Geological Isolation Research and Development Directorate

January 2008

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

JAEA-Research

本レポートは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/index.shtml）より発信されています。このほか財団法人原子力弘済会資料センター*では実費による複写頒布を行っております。

〒319-1195　茨城県那珂郡東海村白方白根 2 番地 4
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
電話 029-282-6387, Fax 029-282-5920

*〒319-1195　茨城県那珂郡東海村白方白根 2 番地 4　日本原子力研究開発機構内

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

© Japan Atomic Energy Agency, 2008

JAEA-Research 2007-081

クラックテンソル・仮想割れ目モデルによる瑞浪超深地層研究所研究坑道の掘削影響予測解析

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
瀬野 康弘※、中間 茂雄+、佐藤 稔紀*1、郷家 光男*2、多田 浩幸*2、櫻井 英行*2

（2007 年 10 月 31 日受理）

日本原子力研究開発機構では、深部地質環境の調査・解析・評価技術の基盤の整備と、深地層における工学技術の基盤の整備を目標として、瑞浪市において超深地層研究所計画（MIU 計画）を進めている。MIU 計画は、「第 1 段階：地表からの調査予測研究段階」、「第 2 段階：研究坑道の掘削を伴う研究段階」、「第 3 段階：研究坑道を利用した研究段階」の三つの段階に区分し、約 20 年をかけて進める計画であり、現在は、第 2 段階に移り研究坑道の掘削が開始されている。

第 2 段階における岩盤力学研究では、研究坑道からの試験・調査が可能となり、予備ステージからのボーリング孔や岩芯を利用した岩石の室内物理・力学試験や、初期応力測定などが計画されている。また、掘削に伴う岩盤変位計測や、立坑深度 500m 付近において、掘削影響領域の調査が計画されている。

本報告書は、第 2 段階以降の調査・研究計画策定のための基礎情報を得ることを目的とし、研究坑道の深度 500m付近の立坑と水平坑道の連接部を対象に、クラックテンソルモデルにより掘削損傷を考慮した 3 次元応力解析を行い、その応力状態を用いて仮想割れ目モデルによる透水性変化解析を行った結果について報告するものである。

解析検討により得られた知見は以下のとおりである。

①岩盤等級が下がると、立坑および水平坑道の内空変位、支保工部材の応力は増加した。ただし、最大せん断応力、安全率、平均透水係数の増加領域の分布には変化がほとんど見られなかった。

②連接部における立坑の内空変位は一般部の 1.1 倍に増加した。連接部の影響範囲は、水平坑道の代表径の 2 倍程度であった。また、連接部における水平坑道の内空変位は一般部の 1.9～2.2 倍に増加した。

③掘削損傷領域の存在を考慮すると、立坑および水平坑道とも、内空変位や支保工部材の応力は増加し、平均透水係数の最大増加率は大幅に増加した。

④3 次元的な亀裂分布に基づく岩盤挙動をより適切に表現するには 2 次元モデルより 3 次元モデルが有効である。

東濃地科学センター（駐在）：〒509-6132　岐阜県瑞浪市明世町山野内 1-64
※　技術開発協力員
＋　地層処分基盤研究開発ユニット
＊1 資源エネルギー庁
＊2 清水建設株式会社

Excavation Disturbance Analysis Based on Crack Tensor Model and Virtual Fracture Model for Predicting the Rock Mass Behavior during Excavation of Shafts and Research Galleries at the Mizunami Underground Research Laboratory

Yasuhiro SENO※, Shigeo NAKAMA+ , Toshinori SATO*1
Mitsuo GOHKE*2, Hiroyuki TADA*2 and Hideyuki SAKURAI*2

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

（Received October 31, 2007）

The Japan Atomic Energy Agency (JAEA) is conducting the Mizunami Underground Research Laboratory (MIU) Project in order to develop comprehensive geological investigation and engineering techniques for deep underground applications (e.g. repository of HLW). The purpose of this study is to contribute to the evaluation of the mechanical stability of a research drift and to plan the future studies.

The MIU Project is now on the Construction Phase (Phase II). The rock mechanics studies in Phase II comprehend laboratory testing of core specimens for obtaining rock mechanical properties and, hydraulic fracturing testing in boreholes for measuring the in-situ stresses at sub-stages. Studies of the Excavation Disturbed Zones are also planned in the shafts at a depth of around -500 m from the ground surface.

A 3D Crack Tensor Model analysis was carried out to predict the rock mass behavior of the complex (articulated) section at -500 m. Properties were chosen based on the Rock Mechanics Model constructed in the Surface-based Investigation Phase (Phase I). The Virtual Fracture Model was applied to analyze the change the hydraulic conductivity.

The results of this study can be summarized as follows:

1) As rock quality is getting low, the convergence of the shaft and drift increases. Also the maximum shear stress in the rock mass and, the stress in the support system increase, while the change of the distribution of the safety factor and hydraulic conductivity are almost negligible.
2) For the convergence of the shaft, an increase of about 10% was found at the intersection between shaft and gallery. The domain of influence of the convergence from the intersection ranged over twice as much the typical diameter of the drift. In the drift, the maximum value of the convergence at the intersection was also about twice the value away from the intersection.
3) Compared to numerical result that disregard the Excavation Damaged Zone, numerical results that consider the Excavation Damaged Zone showed increased convergence and stresses in the support system. In particular, the maximum value of the hydraulic conductivity increased remarkably.
4) 3D analysis was more effective than 2D analysis in predicting the behavior of a rock masses with many joints with various orientations.

Keywords: Mizunami Underground Research Laboratory (MIU) Project, Excavation Damaged Zone, Rock Mass Behavior, Crack Tensor Model, Virtual Fracture Model, 3D Numerical Analysis

---

※ Collaborating Engineer
＋ Geological Isolation Research Unit
＊1 Agency for Natural Resources and Energy
＊2 SHIMIZU Corporation

目　次

1. はじめに …… 1

2. クラックテンソルモデルと仮想割れ目モデルの概要 …… 2
2.1 クラックテンソルモデルの概要 …… 2
2.1.1 従来のクラックテンソルモデル …… 2
2.1.2 掘削損傷を考慮したクラックテンソルモデル …… 4
2.2 仮想割れ目モデルの概要 …… 5
2.2.1 従来の仮想割れ目モデル …… 5
2.2.2 掘削損傷を考慮した仮想割れ目モデル …… 6

3. 立坑深度 500m 付近における掘削影響予測解析 …… 8
3.1 解析目的 …… 8
3.2 解析ケース …… 8
3.3 解析モデル …… 8
3.3.1 立坑と水平坑道 …… 8
3.3.2 支保工 …… 9
3.4 解析パラメータ …… 9
3.4.1 岩盤基質部 …… 9
3.4.2 粘着力と内部摩擦角 …… 9
3.4.3 初期応力 …… 9
3.4.4 初期透水係数 …… 10
3.4.5 クラックテンソル …… 10
3.4.6 割れ目の垂直剛性とせん断剛性 …… 13
3.4.7 既存の割れ目に対応する仮想割れ目の透水係数 …… 14
3.4.8 既存の割れ目に対応する仮想割れ目の大きさ …… 14
3.4.9 既存の割れ目に対応する仮想割れ目の密度 …… 15
3.4.10 掘削損傷領域のパラメータ …… 15
3.4.11 支保パターンと支保工の物性値 …… 21
3.5 解析結果 …… 21
3.5.1 岩盤等級の検討 …… 21
3.5.2 水平坑道掘削ステップの細分化による検討 …… 26
3.5.3 掘削損傷領域の有無による検討 …… 27
3.5.4　2 次元解析結果との比較 …… 29
3.5.5 解析結果のまとめ …… 33

4. おわりに …… 35

参考文献 …… 38

CONTENTS

1. Introduction ····· 1

2. Crack tensor model and virtual fracture model ····· 2
2.1 Crack tensor model ····· 2
2.1.1 Original crack tensor model ····· 2
2.1.2 Crack tensor model taken excavation damaged zone in consideration ····· 4
2.2 Virtual fracture model ····· 5
2.2.1 Original virtual fracture model ····· 5
2.2.2 Virtual fracture model taken excavation damaged zone in consideration ····· 6

3. Analysis of excavation disturbed zones at the main shaft around GL-500m ····· 8
3.1 Objects of analysis ····· 8
3.2 Analysis cases ····· 8
3.3 Analysis Modeling ····· 8
3.3.1 Shaft and drift ····· 8
3.3.2 Tunnel supports ····· 9
3.4 Parameters of Analysis ····· 9
3.4.1 Properties of the rock mass ····· 9
3.4.2 Cohesion, angel of internal friction ····· 9
3.4.3 Initial stress ····· 9
3.4.4 Initial hydraulic conductivity of rock mass ····· 10
3.4.5 Crack tensor ····· 10
3.4.6 Normal and shear stiffness of fracture ····· 13
3.4.7 Hydraulic conductivity of virtual fracture ····· 14
3.4.8 Size of virtual fracture ····· 14
3.4.9 Density of virtual fracture ····· 15
3.4.10 Parameters of Excavation damaged zone ····· 15
3.4.11 Parameters of tunnel supports ····· 21
3.5 Results of analysis ····· 21
3.5.1 Effect of rock mass grade ····· 21
3.5.2 Effect of subdivision of an analytical step ····· 26
3.5.3 Effect of excavation damage zone ····· 27
3.5.4 Comparison with 2D analysis ····· 29
3.5.5 Conclusions of analysis ····· 33

4. Summary and Conclusions ····· 35

Reference ····· 38

表目次

表 3-1　解析ケース …… 40
表 3-2　支保工部材の断面力算定方法 …… 40
表 3-3　岩盤基質部の弾性係数 …… 40
表 3-4　岩盤の粘着力と内部摩擦角 …… 40
表 3-5　初期応力 …… 41
表 3-6　MIZ-1 号孔における透水係数の深度別整理 …… 41
表 3-7　岩盤等級別の割れ目の頻度 …… 41
表 3-8　各岩盤等級のクラックテンソルのトレース …… 41
表 3-9　GL-500m におけるクラックテンソル …… 42
表 3-10　GL-500m における天然割れ目の垂直剛性に関するパラメータの算定結果 …… 43
表 3-11　GL-500m における天然割れ目のせん断剛性の算定結果 …… 44
表 3-12　GL-500m における人工割れ目の垂直剛性に関するパラメータの算定結果 …… 45
表 3-13　GL-500m における人工割れ目のせん断剛性の算定結果 …… 45
表 3-14　掘削損傷領域に発生した新規割れ目のクラックテンソルのトレース …… 45
表 3-15　新規に発生した割れ目に対応する仮想割れ目の密度 …… 45
表 3-16　立坑の支保工仕様と物性値 …… 45
表 3-17　水平坑道の支保工仕様と物性値 …… 46
表 3-18　岩盤等級による影響　覆工コンクリートの圧縮応力 …… 47
表 3-19　立坑（CL 級）の鋼製支保工の圧縮応力 …… 48
表 3-20　岩盤等級による影響　吹付けコンクリートの圧縮応力 …… 49
表 3-21　水平坑道鋼製支保工（CL 級）の最外縁の応力 …… 49
表 3-22　岩盤等級による影響　水平坑道のロックボルトの軸力 …… 50
表 3-23　掘削損傷領域の有無による影響　覆工コンクリートの圧縮応力 …… 51
表 3-24　掘削損傷領域の有無による影響　吹付けコンクリートの圧縮応力 …… 52
表 3-25　掘削損傷領域の有無による影響　ロックボルトの軸力 …… 53
表 3-26　立坑における透水性変化の比較 …… 54
表 3-27　水平坑道における透水性変化の比較 …… 54
表 3-28　立坑の覆工コンクリートにおける最大圧縮応力の比較 …… 54
表 3-29　水平坑道の吹付けコンクリートにおける最大圧縮応力の比較 …… 54
表 3-30　水平坑道のロックボルトにおける最大軸力の比較 …… 54

図目次

図 2-1　クラックテンソルモデルの概要 …… 55
図 2-2　掘削損傷領域の形成の概念 …… 55
図 2-3　室内試験による割れ目の垂直応力－透水係数関係 …… 55
図 3-1　一括掘削による解析ステップ …… 56
図 3-2　連接部近傍において水平坑道の実際の掘削過程を考慮した場合の解析ステップ …… 56
図 3-3　坑道形状 …… 57
図 3-4　水平坑道の掘進方向 …… 57
図 3-5　境界条件 …… 58
図 3-6　解析メッシュ全体図 …… 58
図 3-7　掘削部を除いたメッシュ図 …… 59
図 3-8　立坑・水平坑道掘削部全体図 …… 59
図 3-9　立坑の覆工コンクリートと鋼製支保工の要素番号 …… 60
図 3-10　水平坑道の吹付けコンクリートと鋼製支保工の要素番号 …… 60
図 3-11　CH 級の水平坑道のロックボルトの要素番号 …… 61
図 3-12　CL 級の水平坑道のロックボルトの要素番号 …… 61
図 3-13　MIZ-1 号孔における透水試験結果 …… 62
図 3-14　GL-300～-600m における割れ目の方向のステレオネット（下半球投影） …… 62
図 3-15　スキャンラインとそれに交わる割れ目 …… 62
図 3-16　トレース長の最大値の設定法 …… 63
図 3-17　クラックテンソルのトレース F_0の算定フロー …… 63
図 3-18　垂直剛性とせん断剛性の設定フロー …… 64
図 3-19　垂直応力－閉合量関係のモデル …… 64
図 3-20　せん断応力－せん断変位関係のモデル …… 64
図 3-21　既存の割れ目に対応する仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係 …… 65
図 3-22　立坑と水平坑道の局所座標系 …… 65
図 3-23　掘削損傷領域において壁面平行方向に発生した新規の割れ目 …… 65
図 3-24　Case5 における掘削損傷領域の発生場所 …… 66
図 3-25　連接部における掘削損傷領域の概念 …… 66
図 3-26　新規の割れ目に対応する仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係 …… 67
図 3-27　立坑の支保パターン …… 67
図 3-28　水平坑道の支保パターン …… 68
図 3-29　岩盤等級による影響　岩盤変位 3 次元コンター図 …… 69
図 3-30　岩盤等級による影響　最大せん断応力 3 次元コンター図 …… 70
図 3-31　安全率の定義 …… 68
図 3-32　岩盤等級による影響　安全率 3 次元コンター図 …… 71
図 3-33　要素番号 21022 におけるモールの応力円と破壊規準線の比較 …… 72
図 3-34　岩盤等級による影響　平均透水係数 3 次元コンター図 …… 73
図 3-35　岩盤等級による影響　平均透水係数増加率 3 次元コンター図 …… 74
図 3-36　表示断面位置 …… 75

図 3-37　岩盤等級による影響　岩盤内変位分布 …… 76
図 3-38　内空変位と壁面変位 …… 75
図 3-39　内空変位および天端沈下計測線位置 …… 75
図 3-40　岩盤等級による影響　立坑の内空変位量（NW-SE 方向） …… 77
図 3-41　岩盤等級による影響　立坑の内空変位量（NE-SW 方向） …… 77
図 3-42　岩盤等級による影響　水平坑道の天端沈下量 …… 77
図 3-43　岩盤等級による影響　水平坑道の内空変位量 …… 77
図 3-44　表示断面位置 …… 78
図 3-45(1)　岩盤等級による影響(1)（水平坑道、平面 A（1D）） …… 79
図 3-45(2)　岩盤等級による影響(2)（水平坑道、平面 A（1D）） …… 80
図 3-46(1)　岩盤等級による影響(1)（水平坑道、平面 B（2.5D）） …… 81
図 3-46(2)　岩盤等級による影響(2)（水平坑道、平面 B（2.5D）） …… 82
図 3-47(1)　岩盤等級による影響(1)（立坑、平面 C（1d）） …… 83
図 3-47(2)　岩盤等級による影響(2)（立坑、平面 C（1d）） …… 84
図 3-48(1)　岩盤等級による影響(1)（立坑、平面 D（2d）） …… 85
図 3-48(2)　岩盤等級による影響(2)（立坑、平面 D（2d）） …… 86
図 3-49　想定した地中内変位計の位置 …… 87
図 3-50(1)　岩盤内変位分布（R-1 方向） …… 87
図 3-50(2)　岩盤内変位分布（R-2 方向） …… 87
図 3-50(3)　岩盤内変位分布（R-3 方向） …… 87
図 3-50(4)　岩盤内変位分布（R-4 方向） …… 88
図 3-50(5)　岩盤内変位分布（R-5 方向） …… 88
図 3-50(6)　岩盤内変位分布（R-6 方向） …… 88
図 3-50(7)　岩盤内変位分布（R-7 方向） …… 88
図 3-51　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　岩盤変位 3 次元コンター図 …… 89
図 3-52　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　最大せん断応力 3 次元コンター図 …… 90
図 3-53　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　安全率 3 次元コンター図 …… 91
図 3-54　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　平均透水係数 3 次元コンター図 …… 92
図 3-55　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　平均透水係数増加率 3 次元コンター図 …… 93
図 3-56　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　岩盤内変位分布 …… 94
図 3-57　水平坑道掘削ステップ細分化の影響（水平坑道、平面 A（1D）） …… 95
図 3-58　水平坑道掘削ステップ細分化の影響（水平坑道、平面 B（2.5D）） …… 96
図 3-59　水平坑道掘削ステップ細分化の影響（立坑、平面 C（1d）） …… 97
図 3-60　水平坑道掘削ステップ細分化の影響（立坑、平面 D（2d）） …… 98
図 3-61　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　立坑の内空変位量（NW-SE 方向） …… 99
図 3-62　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　立坑の内空変位量（NE-SW 方向） …… 99
図 3-63　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　水平坑道の天端沈下量 …… 99
図 3-64　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　水平坑道の内空変位量 …… 99
図 3-65(1)　岩盤内変位分布（Case4、R-1 方向） …… 100
図 3-65(2)　岩盤内変位分布（Case4、R-2 方向） …… 100
図 3-65(3)　岩盤内変位分布（Case4、R-3 方向） …… 100
図 3-65(4)　岩盤内変位分布（Case4、R-4 方向） …… 100

図 3-65(5)　岩盤内変位分布（Case4、R-5 方向） …… 101
図 3-65(6)　岩盤内変位分布（Case4、R-6 方向） …… 101
図 3-65(7)　岩盤内変位分布（Case4、R-7 方向） …… 101
図 3-66　掘削損傷領域の有無による影響　岩盤変位 3 次元コンター図 …… 102
図 3-67　掘削損傷領域の有無による影響　最大せん断応力 3 次元コンター図 …… 103
図 3-68　掘削損傷領域の有無による影響　安全率 3 次元コンター図 …… 104
図 3-69　掘削損傷領域の有無による影響　平均透水係数 3 次元コンター図 …… 105
図 3-70　掘削損傷領域の有無による影響　平均透水係数増加率 3 次元コンター図 …… 106
図 3-71　掘削損傷領域の有無による影響　岩盤内変位分布 …… 107
図 3-72　掘削損傷領域の有無による影響（水平坑道、平面 A（1D）） …… 108
図 3-73　掘削損傷領域の有無による影響（水平坑道、平面 B（2.5D）） …… 109
図 3-74　掘削損傷領域の有無による影響（立坑、平面 C（1d）） …… 110
図 3-75　掘削損傷領域の有無による影響（立坑、平面 D（2d）） …… 111
図 3-76　掘削損傷領域の有無による影響　立坑の内空変位量（NW-SE 方向） …… 112
図 3-77　掘削損傷領域の有無による影響　立坑の内空変位量（NE-SW 方向） …… 112
図 3-78　掘削損傷領域の有無による影響　水平坑道の天端沈下量 …… 112
図 3-79　掘削損傷領域の有無による影響　水平坑道の内空変位量 …… 112
図 3-80(1)　岩盤内変位分布（Case5、R-1 方向） …… 113
図 3-80(2)　岩盤内変位分布（Case5、R-2 方向） …… 113
図 3-80(3)　岩盤内変位分布（Case5、R-3 方向） …… 113
図 3-80(4)　岩盤内変位分布（Case5、R-4 方向） …… 113
図 3-80(5)　岩盤内変位分布（Case5、R-5 方向） …… 114
図 3-80(6)　岩盤内変位分布（Case5、R-6 方向） …… 114
図 3-80(7)　岩盤内変位分布（Case5、R-7 方向） …… 114
図 3-81　立坑の岩盤変位の比較 …… 115
図 3-82　立坑の安全率の比較 …… 116
図 3-83　立坑の平均透水係数の比較 …… 117
図 3-84　立坑の平均透水係数増加率の比較 …… 118
図 3-85　水平坑道の解析結果の比較 …… 119
図 3-86　2 次元解析におけるクラックテンソルモデルの概念 …… 120

1. はじめに

超深地層研究所計画（以下、MIU 計画）の第 1 段階（地表からの調査予測研究段階）における岩盤力学研究では、ボーリング孔や岩芯を利用した試験などにより、岩盤の力学特性や初期応力状態を評価して、サイトスケールの岩盤力学モデルを構築するとともに、その岩盤力学モデルをもとに坑道掘削に伴う坑道周辺岩盤の挙動を推定し、その結果を坑道の力学的安定性の評価や坑道の詳細設計、さらに次段階以降の調査・研究計画の策定に反映することとして実施してきた。現在、MIU 計画は第 2 段階（研究坑道の掘削を伴う研究段階）に移り、研究坑道の掘削が開始されている。

第 2 段階における岩盤力学研究では、研究坑道からの試験・調査が可能となり、予備ステージからのボーリング孔や岩芯を利用した岩石の室内物理・力学試験や、初期応力測定などが計画されている。また、掘削に伴う岩盤変位計測や、立坑深度 500m 付近においては、掘削影響領域の調査が計画されている。

本業務は、過去に実施した解析結果 [1),2)]から解析ケースを絞り込み、それを基に深度 500m 付近を対象としたクラックテンソル・仮想割れ目モデルによる研究坑道の掘削影響 3 次元予測解析を実施し、次段階以降の調査・研究計画策定のための基礎的な情報を得ることを目的とするとともに、将来的には第 2 段階における最新の調査結果を用いて、実測値と比較することで岩盤力学モデルや予測解析結果の妥当性を確認・検証し、解析手法の適用性を評価するための基礎情報を得ることを目的としている。

本報告書の構成は以下通りである。

第 2 章：クラックテンソル・仮想割れ目モデルの概要を提示した。

第 3 章：前回実施した「クラックテンソル・仮想割れ目モデルによる瑞浪超深地層研究所研究坑道の掘削影響予測解析 [2)]」のデータをもとに、物性値及び初期応力状態などを設定した後、瑞浪超深地層研究所研究坑道の深度 500m 付近の立坑・水平坑道連接部を対象として、3 次元の掘削影響予測解析を実施し、岩盤等級による影響、水平坑道の掘削ステップの影響、及び掘削損傷領域の有無による影響を検討した。

第 4 章：第 3 章の解析結果を取りまとめると共に、今後の課題を明らかにした。

2. クラックテンソルモデルと仮想割れ目モデルの概要

本章ではクラックテンソルモデル（Crack tensor model）および仮想割れ目モデル（Virtual fracture model）の概要を示し、掘削損傷領域を考慮する場合の両モデルについて説明する。本解析においては土岐花崗岩を対象として行うことから、結晶質岩をモデル化の対象とする。

なお、「掘削損傷領域を考慮したクラックテンソル・仮想割れ目モデルによる坑道掘削影響解析[1)]」（以後、技術資料①）に準じ、掘削損傷領域は基質部が変化した領域というよりも、発破振動によって既存の割れ目が進展する、あるいは新規の割れ目が発生することによって力学および水理学的特性が変化した領域として取り扱うものとする。

2.1 クラックテンソルモデルの概要

2.1.1 従来のクラックテンソルモデル

クラックテンソルモデルは、岩盤中の割れ目群の幾何学的特性をクラックテンソルで表し、多数の割れ目を含む岩盤をそれと等価な連続体に置き換えて解析するモデルである。この解析手法は、割れ目が統計的な意味で均質に分布する領域に対して、岩盤の巨視的な応力とひずみの関係を求め、不連続性岩盤を等価な異方弾性体としてモデル化する手法である。巨視的な応力とひずみの関係は、基質部に生じるひずみと割れ目に生じるひずみの和から定式化される。割れ目に生じるひずみは、割れ目の垂直およびせん断方向に発生する相対変位の総和から得られる。割れ目による相対変位の総和は、割れ目の平行平板モデルと割れ目群の幾何学的特性を表すクラックテンソルを導入することによって求められる（**図 2-1** 参照）[3)-5)]。

このモデルの特徴をまとめると以下のようになる。

①割れ目群の幾何学的特性として、割れ目の密度・大きさ・方向が考慮され、クラックテンソルで定量的に表現される。

②個々の割れ目は、垂直とせん断方向の 2 つのスプリングで連結された平行平板でモデル化される。割れ目に生じるひずみは、各々のスプリングの垂直剛性とせん断剛性によって特徴づけられ、各々の剛性は割れ目の寸法効果と応力依存性を考慮した形式で定式化される。割れ目の剛性の応力依存性を考慮しない場合には線形弾性解析となるが、考慮する場合には非線形弾性解析となる。

③入力パラメータは、岩盤基質部のヤング係数とポアソン比、割れ目の垂直剛性とせん断剛性、割れ目の幾何学的特性を表すクラックテンソルである。

④入力パラメータは、調査・試験に基づく実測データから求められるが、実岩盤の割れ目の垂直剛性とせん断剛性を求めるためには、原位置試験や室内試験から原位置での応力レベルに応じた割れ目の剛性を評価する必要がある。また、クラックテンソルは、割れ目の走向・傾斜による方向分布データと割れ目のトレース長による寸法分布データから決定される。

多数の割れ目を含む岩盤が巨視的な応力σ_{kl}を受けて変形するとき、発生する巨視的なひずみε_{ij}が基質部の弾性ひずみと割れ目の存在による付加的な弾性ひずみの二つの成分の和であるとすると、ε_{ij}とσ_{kl}との間には次式の関係が成り立つ。

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ij} &= \left(M_{ijkl} + C_{ijkl}\right)\sigma_{kl} \\ &= \left[\frac{1}{E}\left\{(1+\nu)\delta_{ik}\delta_{jl} - \nu\delta_{ij}\delta_{kl}\right\} + \left(\frac{1}{h} - \frac{1}{g}\right)F_{ijkl} + \frac{1}{4g}\left(\delta_{ik}F_{jl} + \delta_{jk}F_{il} + \delta_{il}F_{jk} + \delta_{jl}F_{ik}\right)\right]\sigma_{kl}\end{aligned}$$ 式(2-1)

ここに、M_{ijkl} は基質部のコンプライアンステンソル、C_{ijkl} は割れ目によるコンプライアンステンソル、E と νは基質部のヤング係数とポアソン比、F_{ij} と F_{ijkl} は割れ目の幾何学特性を表す 2 階と 4 階のクラックテンソル、h と g は割れ目の垂直剛性とせん断剛性に関するパラメータ、δ_{ij} はクロネッカーのデルタを示す。

3 次元空間の割れ目分布を考える場合には、式(2-1)中の 2 階、4 階のクラックテンソル F_{ij}、F_{ijkl} は次式で定義される。

$$F_{ij} = \frac{\pi\rho'}{4}\int_0^{r_m}\int_\Omega r^3 n_i n_j E(\boldsymbol{n}, r)\,d\Omega\,dr$$ 式(2-2)

$$F_{ijkl} = \frac{\pi\rho'}{4}\int_0^{r_m}\int_\Omega r^3 n_i n_j n_k n_l E(\boldsymbol{n}, r)\,d\Omega\,dr$$ 式(2-3)

ここに、ρ' は割れ目の密度、r は割れ目の代表長さ、r_m は r の最大値、n_i は割れ目の法線ベクトル $\boldsymbol{n}$ の基準軸 x_i への成分、$E(\boldsymbol{n}, r)$ は法線ベクトル $\boldsymbol{n}$ と代表長さ r の統計的分布を与える確率密度関数、Ωは全立体角を示している。

割れ目の代表長さと方向が統計的な意味で独立しているとすると、$E(\boldsymbol{n}, r) = E(\boldsymbol{n})f(r)$ と書くことができ、式(2-2)と式(2-3)は、以下のようになる。

$$F_{ij} = \frac{\pi\rho'}{4}\int_0^{r_m} r^3 f(r)\,dr\int_\Omega n_i n_j E(\boldsymbol{n})\,d\Omega = F_0 N_{ij}$$ 式(2-4)

$$F_{ij} = \frac{\pi\rho'}{4}\int_0^{r_m} r^3 f(r)\,dr\int_\Omega n_i n_j n_k n_l E(\boldsymbol{n})\,d\Omega = F_0 N_{ij}$$ 式(2-5)

ただし、

$$F_0 = \frac{\pi\rho'}{4}\int_0^{r_m} r^3 f(r)\,dr$$ 式(2-6)

$$N_{ij} = \int_\Omega n_i n_j E(\boldsymbol{n})\,d\Omega$$ 式(2-7)

$$N_{ijkl} = \int_\Omega n_i n_j n_k n_l E(\boldsymbol{n})\,d\Omega$$ 式(2-8)

ここに、$f(r)$ は割れ目の代表長さ r の確率密度関数、$E(\boldsymbol{n})$ は法線ベクトル $\boldsymbol{n}$ の確率密度関数である。F_0 は割れ目の密度を示す量、N_{ij} および N_{ijkl} は割れ目の方向分布によって定まる 2 階および 4 階の構造テンソルである。また、式(2-6)、式(2-7)および式(2-8)を加算形に直すと以下のようになる。

$$F_0 = \frac{\pi}{4V}\sum_{k=1}^{M}(r^{(k)})^3 \qquad \text{式(2-9)}$$

$$N_{ij} = \frac{1}{M}\sum_{k=1}^{M} n_i^{(k)} n_j^{(k)} \qquad \text{式(2-10)}$$

$$N_{ijkl} = \frac{1}{M}\sum_{k=1}^{M} n_i^{(k)} n_j^{(k)} n_k^{(k)} n_l^{(k)} \qquad \text{式(2-11)}$$

ここに、M は考えている体積 V 中に含まれている割れ目の総数であり、$M = \rho' V$ である。

個々の割れ目を二つのスプリングで連結された平行板でモデル化し（**図 2-1** 参照）、それによって垂直応力 σ_n とせん断応力 τ が伝達されるとすれば、割れ目の垂直剛性 H、せん断剛性 G はそれぞれのスプリングの剛性で表され、最終的に次式で近似できる。

$$H = \frac{1}{r}\left(h_0 + C\sigma_{ij}N_{ij}\right) = \frac{1}{r}h \qquad \text{式(2-12)}$$

$$G = \frac{1}{r}\left(g_0 + g_1\sigma_{ij}N_{ij}\right) = \frac{1}{r}g \qquad \text{式(2-13)}$$

ここに、h_0、g_0、および g_1 は実験で求めるパラメータ、C は割れ目のアスペクト比である。

式(2-12)と**式(2-13)**で表される垂直剛性 H とせん断剛性 G は、全割れ目について平均化した剛性であり、割れ目の大きさ r に反比例し、垂直応力 σ_n に依存するパラメータである。
今回は、割れ目の剛性の応力依存性を考慮しないこととし、不連続性岩盤をそれと等価な異方線形弾性体に置き換えた解析を実施する。その場合、**式(2-12)**と**式(2-13)**中の h、g は応力の次元を持つ定数となる。

2.1.2 掘削損傷を考慮したクラックテンソルモデル

岩盤中には既に割れ目が存在しているが、発破などによって既存の割れ目が伸展していない、あるいは新規の割れ目が発生していない場合、すなわち、掘削損傷領域以外では、岩盤の応力－ひずみ関係は**式(2-1)**より以下のように表される。

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ij} &= \left(M_{ijkl} + C_{ijkl}^{P}\right)\sigma_{kl} \\ &= \left[\frac{1}{E}\left\{(1+\nu)\delta_{ik}\delta_{jl} - \nu\delta_{ij}\delta_{kl}\right\} + \left(\frac{1}{h^P} - \frac{1}{g^P}\right)F_{ijkl}^{P} + \frac{1}{4g^P}\left(\delta_{ik}F_{jl}^{P} + \delta_{jk}F_{il}^{P} + \delta_{il}F_{jk}^{P} + \delta_{jl}F_{ik}^{P}\right)\right]\sigma_{kl}\end{aligned} \qquad \text{式(2-14)}$$

ここに、右肩の添字 P は既存の割れ目に対応することを意味している。
発破などによって岩盤の剛性が低下する要因として、岩盤基質部の剛性低下と割れ目の状態が変化することの 2 種類の要因が考えられるが、技術資料①より、**図 2-2** のように新規の割れ目が発生することによって岩盤の剛性が低下するものとしてクラックテンソルモデルによる定式化を行う。

クラックテンソルモデルによる巨視的な応力とひずみの関係は、基質部に生じるひずみと割れ目に生じるひずみの和から定式化されている。そして、割れ目に生じるひずみは割れ目の垂直およびせん断方向に発生する相対変位の総和から得られることから、新規の割れ目が発生して岩盤の剛性が低下（または、コンプライアンスが増加）する場合、掘削損傷領域の応力－ひずみ関係は、以下のように表される[1)]。

$$\varepsilon_{ij} = \left(M_{ijkl} + C^{P}_{ijkl} + C^{B}_{ijkl}\right)\sigma_{kl} \qquad \text{式(2-15)}$$

$$C^{B}_{ijkl} = \left(\frac{1}{h^{B}} - \frac{1}{g^{B}}\right)F^{B}_{ijkl} + \frac{1}{4g^{B}}\left(\delta_{ik}F^{B}_{jl} + \delta_{jk}F^{B}_{il} + \delta_{il}F^{B}_{jk} + \delta_{jl}F^{B}_{ik}\right) \qquad \text{式(2-16)}$$

ここに、右肩の添字 B は新規に発生した割れ目に対応することを意味している。
式(2-16)より、入力パラメータとしては、新規の割れ目のクラックテンソル F^{B}_{ij} と F^{B}_{ijkl}、新規の割れ目の垂直剛性とせん断剛性に関するパラメータ h^{B} と g^{B} が新たに必要となる。

2.2 仮想割れ目モデルの概要

2.2.1 従来の仮想割れ目モデル

仮想割れ目モデルとは、応力再配分により既存の割れ目に作用する垂直応力の変化に伴って、割れ目の開口量が変化し、それによって岩盤の透水性が変化することに着目したモデルである。また、3 次元的な仮想割れ目の方向分布を考慮することによって、3 次元の透水テンソルを算定することができるモデルである。掘削前後の応力状態は別途、応力解析にて求めておく必要があるが、掘削前後の応力に基づいて、掘削前後の透水テンソルを比較することによって透水性変化を評価することができる[6)]。

このモデルでは、仮想割れ目群の方向分布を原位置の初期透水テンソルから推定するものとしている。そして、推定された割れ目の方向分布は目視観測で得られた方向分布とは一致しないことが考えられることから、この割れ目群に「仮想」という言葉が用いられている。ただし、原位置の初期透水テンソルが求められていない場合には、観測された割れ目の方向分布を仮想割れ目群の方向分布として取り扱うことも可能である。また、仮想割れ目の大きさに関するパラメータも仮想的なものとして取り扱うが、本検討では大きさを推定することができることから、その推定値を解析に用いるものとする。

このモデルの特徴をまとめると以下のようになる。

①仮想割れ目群の幾何学的特性として、密度・大きさ・方向が考慮され、3 次元の透水テンソルを算定することができる。

②個々の仮想割れ目は、平行平板でモデル化され、その透水性は作用する垂直応力によって変化する。

③入力パラメータは、仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係、方向分布、密度、および大きさである。

④仮想割れ目の方向分布を原位置の初期透水テンソルから推定することが望ましいが、観測された割れ目分布を用いることも可能である。

仮想割れ目を平行平板でモデル化すると、面内方向の透水係数は k_f、面外方向は 0 となる。これを全体座標に変換すると、一個の仮想割れ目の透水テンソル k^f_{ij} は、次のようになる。

$$k_{ij}^f = k_f\left(\delta_{ij} - n_i n_j\right) \qquad \text{式(2-17)}$$

ここに、n_i は割れ目の法線ベクトルの成分である。式(2-17)で示された仮想割れ目の透水テンソルを体積で重み付けして平均化すれば、岩盤の透水テンソルを求めることができ、岩盤の透水テンソル k_{ij} は以下のようになる。

$$k_{ij} = \frac{\pi\rho}{4}\sum_{k=1}^{m} r^2 e^{(k)} k_f^{(k)}\left(\delta_{ij} - n_i^{(k)} n_j^{(k)}\right) D(\boldsymbol{n}^{(k)}) \qquad \text{式(2-18)}$$

ここに、ρ は仮想割れ目群の密度、r は仮想割れ目の形状を円盤と仮定したときの直径、e は水理学的開口幅、k_f は仮想割れ目の透水係数、$D(\boldsymbol{n})$は法線ベクトルの相対頻度を表す関数である。なお、水理学的開口幅 e は次式で算定できる [7]。

$$e = \sqrt{\frac{12\mu k_f}{\rho_w g'}} \qquad \text{式(2-19)}$$

ここに、ρ_w は水の密度、g' は重力加速度、μは水の粘性係数である。

また、仮想割れ目の透水係数 k_f は、作用する垂直応力によって変化し、その関係は実際の割れ目を含む岩石の室内透水試験から求めることができる。割れ目の垂直応力－透水係数関係の例として、既存の試験結果を図 2-3 に示す [8]。

2.2.2 掘削損傷を考慮した仮想割れ目モデル

掘削損傷領域外の岩盤の透水テンソルは、既存の割れ目の情報のみで求めることから、以下のように表される。

$$k_{ij}^P = \frac{\pi\rho^P}{4}\sum_{k=1}^{m}\left(r^P\right)^2 e^{P(k)} k_f^{P(k)}\left(\delta_{ij} - n_i^{P(k)} n_j^{P(k)}\right) D(\boldsymbol{n}^{P(k)}) \qquad \text{式(2-20)}$$

ここに、右肩の添字 P は既存の割れ目に対応することを意味する。

「2.1.2 掘削損傷を考慮したクラックテンソルモデル」と同様にして、掘削損傷領域が新規の割れ目が発生することによって形成される場合を考え、仮想割れ目モデルによる定式化を行う。

仮想割れ目モデルによる岩盤の透水テンソルは、個々の割れ目の透水テンソルを体積で重み付けして平均化していることから、新規の割れ目が発生した場合の掘削損傷領域の透水テンソルは、既存の割れ目による成分と新規の割れ目による成分の足し合わせとなり、以下のように表される [1]。

$$
\begin{aligned}
k_{ij} &= k_{ij}^{P} + k_{ij}^{B} \\
&= \frac{\pi\rho^{P}}{4}\sum_{k=1}^{m}\left(r^{P}\right)^{2} e^{P(k)} k_{f}^{P(k)}\left(\delta_{ij} - n_{i}^{P(k)} n_{j}^{P(k)}\right) D(\boldsymbol{n}^{P(k)}) \\
&\quad + \frac{\pi\rho^{B}}{4}\sum_{k=1}^{m'}\left(r^{B}\right)^{2} e^{B(k)} k_{f}^{B(k)}\left(\delta_{ij} - n_{i}^{B(k)} n_{j}^{B(k)}\right) D(\boldsymbol{n}^{B(k)})
\end{aligned}
\qquad \text{式(2-21)}
$$

ここに、右肩の添字 P および B は、それぞれ既存および新規の割れ目に対応することを意味している。

式(2-21)より、入力パラメータとしては、新規の割れ目に対応する仮想割れ目の密度、新規の割れ目の垂直応力－透水係数関係、および新規の割れ目の法線ベクトルの方向分布が新たに必要となる。

3. 立坑深度 500m 付近における掘削影響予測解析

3.1 解析目的

立坑深度 500m 付近における研究坑道の立坑、水平坑道、およびそれらの連接部を対象としたクラックテンソルモデルと仮想割れ目モデルによる 3 次元の掘削影響解析を行い、岩盤等級、水平坑道の掘削ステップの考慮の有無、掘削損傷領域の考慮の有無による違いが解析結果に与える影響について検討する。また、連接部から十分離れることによって、その影響を受けていない部分を一般部と見なし、一般部の結果から 2 次元解析 [2)]との違いについても検討を行う。

3.2 解析ケース

解析は、以下の条件を満たすように解析ケースを組み合わせて行うものとした。

- 岩盤等級は 3 つの等級（電中研式で B，CH，CL 級）とする。
- 水平坑道の展開方向は、主立坑と換気立坑を結ぶ水平坑道を想定して、水平面内最大主応力方向に対して-90°の 1 種類とする。
- 解析上の掘削過程は一括掘削とするが、水平坑道の連接部近傍に関しては、実際の掘削過程を考慮して 1.5m ずつ 3 掘進長分を掘削後、残りの水平坑道を掘削する解析ケースを設定する。
- 掘削損傷領域の有無について考慮する。
- 基本解析条件は、岩盤等級 CH 級、掘削損傷領域は考慮しない、掘削順序は立坑上部（一括）→水平坑道（一括）→立坑下部（一括）とする。

以上のような条件において、基本ケースの条件 1 項目に対して、パラメータを変化させることとした。解析ケースを**表 3-1**　に示す。また、解析ステップを**図 3-1** と**図 3-2** に示す。

3.3 解析モデル

3.3.1 立坑と水平坑道

立坑と水平坑道の連接部を含む解析領域の考え方は以下の通りとした。

- 立坑の内径はφ7.3m、水平坑道は 3.5m×3.5m の幌形とした（**図 3-3** 参照）。
- 解析領域は、連接部から 5D（D=7.3m）以上確保し、W80.3m×B80.3m×H76.5m の大きさとした。
- 水平坑道の方向は実際の方向を参考にして、立坑から南西方向（N135°W 方向）に掘進するものとした（**図 3-4** 参照）。
- 岩盤はソリッド要素とした。
- 支保工は直接モデル化せず、解析結果から得られる変位から別途検討するものとした。
- 掘削損傷領域は掘削面から 80cm の範囲で全周にわたって発生しているものとした [1)]。また、壁面接線方向に新規の割れ目が発生することでモデル化した。
- 初期応力は一様とした。
- 外周の境界条件は、面外方向を固定条件とした（**図 3-5** 参照）。
- 解析座標系は S45°E 方向を x 方向、N45°E 方向を y 方向、鉛直上方は z 方向とした（**図 3-6** 参照）。

解析メッシュを**図 3-6**～**図 3-8** に示す。総節点数は 26,074、総要素数は 24,400 となった。

3.3.2 支保工

支保工の解析は、連接部の解析メッシュに直接モデル化する方法ではなく、連接部の解析で得られた壁面変位を強制変位として入力する方法を用いた。解析で得られる変位には支保工設置前の変位も含んでいることから、設置後の変位が入力すべき変位であることに注意する必要がある。本解析では、基本的には一括掘削で解析することから、設置後の変位は厳密には不明であるが、技術資料[1),2)]の 2 次元解析の考え方を参考にして、応力解放率 80%作用させた後の壁面の変位増分を立坑の覆工に与える強制変位とした（水平坑道の場合は、60%作用させた後の壁面変位）。

覆工コンクリートと吹付けコンクリートについては、2 次元平面ひずみ問題として、ソリッド要素として解くものとした。また、鋼製支保工はビーム要素として解くものとした。さらに、ロックボルトについては、その周辺の節点の変位増分を内挿してロックボルトの変位増分を求め、それにより軸力を算定した。岩盤の変位支保工部材の断面力算定方法をまとめたものを**表 3-2** に示す。

立坑の覆工の解析モデルを**図 3-9** に、水平坑道の解析モデルを**図 3-10** に示す。また、CH 級の水平坑道に対するロックボルトの要素番号を**図 3-11** に、CL 級のロックボルトの要素番号を**図 3-12** に示す。

3.4 解析パラメータ

クラックテンソルと仮想割れ目モデルの 3 次元解析に必要なパラメータの設定においては、「掘削損傷領域を考慮したクラックテンソル・仮想割れ目モデルによる坑道掘削影響解析[2)]」（以後技術資料②）における瑞浪超深地層研究所の岩盤力学概念モデルを基に行った。

3.4.1 岩盤基質部

岩盤基質部では等方性を仮定し、岩石の物性値から物性値を定めた。

技術資料②より、B 級、CH 級および CL 級の岩盤基質部（岩石）の物性値は**表 3-3** に示すとおりとした。

3.4.2 粘着力と内部摩擦角

技術資料②より、B 級、CH 級および CL 級の岩盤の粘着力、および内部摩擦角は**表 3-4** に示すとおりとした。

3.4.3 初期応力

水平面内の初期応力は、技術資料②に示された MIZ-1 号孔で実施された水圧破砕法の結果から設定した。また、鉛直成分（σ_{zz}）は、上部の堆積岩の層厚を考慮して、以下のように設定した。

$$\sigma_{zz}=18.8(\mathrm{kN/m^3})\times170(\mathrm{m})+26.0(\mathrm{kN/m^3})\times(500\text{-}170)(\mathrm{m}) = 11.8\ (\mathrm{MPa})$$

GL-500m における初期応力を**表 3-5** に示す。

また、x 軸を S45°E 方向、y 軸を N45°E 方向、z 軸を鉛直上向きとすると、解析に用いる初期応力の成分は、以下のようになる。

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ sym. & & \sigma_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 21.3 & 0 & 0 \\ & 11.7 & 0 \\ sym. & & 11.8 \end{pmatrix} \text{（MPa）} \qquad \text{式(3-1)}$$

3.4.4 初期透水係数

MIZ-1 号孔において実施された透水試験結果に基づき、GL-300～600m における対数平均値を GL-500m における岩盤の初期透水係数とした（**図 3-13**、および**表 3-6** 参照）。

岩盤の初期透水係数：k_{int}=2.25×10^{-8}（m/s）

3.4.5 クラックテンソル

割れ目のトレースの法線ベクトル $\boldsymbol{n}$ と大きさ r が統計的な意味で独立している場合には、クラックテンソル F_{ij}、F_{ijkl} は以下のように表される。

$$F_{ij} = F_0 N_{ij} \qquad \text{式(3-2)}$$

$$F_{ijkl} = F_0 N_{ijkl} \qquad \text{式(3-3)}$$

ここで、F_0 はクラックテンソルのトレース、N_{ij} と N_{ijkl} は割れ目の方向分布によって定まる 2 階および 4 階の構造テンソルである。

クラックテンソルのトレース F_0 は、大きさ r に関する分布データから求めることができる。ただし、大きさに関する分布データは直接的に計測することができないため、ここでは、トンネル壁面や周辺露頭での不連続面調査から得られるトレース長の分布と割れ目の方向分布から算定する方法を用いた。ボーリング孔の調査結果からは、割れ目の方向分布に関するデータは得られるが、トレース長の分布に関するデータは直接的には得られない。そこで、本解析においては、トレース長の分布に関しては、既存の調査結果を基に設定する。

また、2 階および 4 階の構造テンソルは、BTV 観察による割れ目の方向分布から直接求めることができる。

(1)割れ目の方向分布と頻度

MIZ-1 号孔における BTV による不連続面観測結果を整理して、割れ目の方向分布と岩盤等級ごとの頻度を求めた。

「クラックテンソル・仮想割れ目モデルによる瑞浪超深地層研究所研究坑道の掘削影響予測解析 [2)]」（以後、技術資料②）では、深度別に方向分布をまとめた結果から、GL-300~-600m のデータを基にして GL-500m における割れ目の方向分布を設定している。よって、本解析においても、GL-500 における割れ目の方向分布は GL-300～-600m のデータを基にして設定するものとする。GL-300～-600m のステレオネットを**図 3-14** に示す。

また、割れ目の頻度については、MIZ-1 号孔の全長に対して岩盤等級ごとに集計した結果から求めた。岩盤等級ごとの割れ目の頻度を**表 3-7** に示す。**表 3-7** より、岩盤等級のランクが下がるにしたがって、割れ目の頻度が増える傾向があり、その比率は、CH 級を 1 とすると、B：CH：CL = 0.682：1.00：1.94 となる。

(2)クラックテンソルのトレースの算定

クラックテンソルのトレース F_0 が大きくなると岩盤の等価剛性は低下すること、クラックテンソルのトレース F_0 は割れ目の頻度に比例すること、また、一般的に岩盤等級が下がれば岩盤の剛性は低下すること、さらに、**表 3-7** に示されている結果を考慮して、下記のような方針でクラックテンソルのトレース F_0 を設定した。

①GL-300～-600m における不連続面観測結果と MIZ-1 号孔の軌跡座標、既存のトレース長分布の調査結果 [9]を基にして、GL-500m における CH 級のクラックテンソルのトレース F_0 を算定する。

②CH 級のクラックテンソルのトレース F_0 に**表 3-7** の B 級と CL 級の割れ目頻度の比率を掛けることによって、GL-500m における B 級と CL 級のクラックテンソルのトレース F_0 を算定する。

Oda[4]によると、**図 3-15** に示すように、3 次元空間中にスキャンラインを設定してそれに平行な単位ベクトルを q、この単位ベクトル $\boldsymbol{q}$ に交わる割れ目の個数を $N^{(q)}$、ある観測平面に現れるトレース長を t とすると、3 次元空間におけるクラックテンソル F_{ij} は、以下のように表される。

$$F_{ij} = \frac{3\pi}{8}\frac{\langle t^2 \rangle}{\langle t \rangle}\frac{N^{(q)}}{\langle |\boldsymbol{n}\cdot\boldsymbol{q}| \rangle}N_{ij} \qquad \text{式(3-4)}$$

$$\langle t^n \rangle = \int_0^{t_{\max}} t^n \Phi(t)\,dt \qquad \text{式(3-5)}$$

$$\langle |\boldsymbol{n}\cdot\boldsymbol{q}| \rangle = \int_\Omega |\boldsymbol{n}\cdot\boldsymbol{q}| E(\boldsymbol{n})\,d\Omega \qquad \text{式(3-6)}$$

ここに、$\langle t^n \rangle$ はトレース長 t の n 次のモーメント、$t_{\max}$ はトレース長の最大値、$\Phi(t)$ はトレース長 t の確率密度関数を示している。

ボーリングの軌跡をスキャンラインに相当するものとすれば、MIZ-1 号孔の軌跡座標から $\boldsymbol{q}$ を求めることができる。よって、深度別にまとめた割れ目の法線ベクトル $\boldsymbol{n}$ と MIZ-1 号孔の軌跡座標から $\langle |\boldsymbol{n}\cdot\boldsymbol{q}| \rangle$ を求めることができる。また、$N^{(q)}$ は割れ目の頻度であり、**表 3-7** に示されている。

$\langle t \rangle$ と $\langle t^2 \rangle$ を求めるためには、トレース長 t の確率密度関数 $\Phi(t)$ を定める必要があるが、これについては、既存の調査結果から定めることにした。すなわち、既存の累積頻度 $C(t)$ とトレース長 t の関係において、以下のような式が提案されている [9]。

$$C(t) = 7644t^{-1.8} \qquad \text{式(3-7)}$$

ここに、$C(t)$ は面積 10,000m^2 当たりの累積頻度である。

観察される最小トレース長を $t_{\min}$ とすると、トレース長 t の確率密度関数 $\Phi(t)$ は以下のようになる。

$$\Phi(t)=\left(1-\frac{C(t)}{C(t_{\min})}\right)'=1.8(t_{\min})^{1.8}t^{-2.8}$$ 式(3-8)

式(3-8)では、観測される最小トレース長 $t_{\min}$ を定めておく必要があるが、ここでは、既存の観測結果として神岡鉱山の例[10)]を参考とした。神岡鉱山の坑道は瑞浪超深地層研究所の研究坑道と同規模のものであり、高さ約 5m×延長約 25～40m の観測範囲でトレース長と累積頻度の関係が整理されている。その結果によると、神岡鉱山ではトレース長 0.5m から累積頻度がフラクタル分布に近似できることが示されていることから、トレース長の最小値を $t_{\min}$=0.5(m)とした。

さらに、式(3-5)において、トレースの最大値 $t_{\max}$ を無限大としてしまうと、トレースの 2 次モーメントは無限大となってしまう。したがって、トレースの最大値 $t_{\max}$ も有限な値に設定する必要がある。そこで、次のような考えで最大値 $t_{\max}$ を設定した。

$t_{\min}$=0.5(m)とすると、面積 10,000m² 当たりのトレースの累積本数は、式(3-7)より 26,618 本となる。その内、トレース長の短い方から数えて 95%の本数まで計測されたとすると、トレース長の最大値 $t_{\max}$ は 2.64(m)となった（図 3-16 参照）。

$t_{\min}$=0.5(m)、$t_{\max}$=2.64(m)とすると、式(3-5)、式(3-7)、式(3-8)より、トレースの 1 次モーメントと 2 次モーメントは、以下のようになる。

$$\langle t\rangle = 0.83\,(\mathrm{m})$$ 式(3-9)

$$\langle t^2\rangle = 0.89\,(\mathrm{m}^2)$$ 式(3-10)

F_0 の算定フローをまとめると、図 3-17 のようになる。また、各岩盤等級のクラックテンソルのトレース F_0 を表 3-8 に示す。

(3)クラックテンソルの算定

構造テンソル N_{ij} と N_{ijkl} は、以下の式で算定することができる。

$$N_{ij}=\frac{1}{M}\sum_{k=1}^{M}n_i^{(k)}n_j^{(k)}$$ 式(3-11)

$$N_{ijkl}=\frac{1}{M}\sum_{k=1}^{M}n_i^{(k)}n_j^{(k)}n_k^{(k)}n_l^{(k)}$$ 式(3-12)

ここで、M は割れ目の総数を示している。

式(3-2)、式(3-3)、図 3-14、表 3-8、式(3-11)、および式(3-12)より、GL-500m における各岩盤等級のクラックテンソル F_{ij} と F_{ijkl} は表 3-9 のようになった。なお、指標 1 は x 軸方向（S45°E 方向）、指標 2 は y 軸方向（N45°E 方向）、指標 3 は z 軸方向（鉛直上方）を示している。

3.4.6 割れ目の垂直剛性とせん断剛性

割れ目の垂直剛性とせん断剛性は室内試験から求められる。ただし、垂直剛性とせん断剛性は割れ目に作用する垂直応力に依存する。そのため、解析で対象とする応力状態を考慮して、割れ目の剛性を設定する必要がある。

DH-2 号孔から採取された土岐花崗岩の岩芯の天然割れ目に対する垂直載荷とせん断試験が行われている[11]ことから、ジョイントせん断試験データに基づいて、技術資料②と同様の方法により天然割れ目の剛性を設定した。この天然割れ目の剛性は既存の割れ目の剛性に対応する。

ここで、実施された試験では供試体に作用させていた垂直応力が必ずしも解析で対象としている応力レベルに対応しているとは限らないことに注意する必要がある。そこで、垂直剛性については、Bandis ら[12]によって提案されている垂直応力－閉合量曲線に実験値をフィッティングさせることによって設定することにした。また、せん断剛性については、せん断試験で得られたせん断強度ピーク時のせん断変位 u_p と割れ目の特性を示す指標である圧縮強度 *JCS*、粗さ係数 *JRC* および残留強度 ϕ_r を用いて設定した。

割れ目の垂直剛性とせん断剛性の設定フローを**図 3-18** に示し、以下に割れ目の剛性の設定方法について説明する。

①垂直載荷試験の結果から、次式の定数 a と b を求める。この式は、Bandis ら[12]によって提案されている垂直応力－閉合量の関係式である。

$$\sigma_n = \frac{\delta_n}{a - b\delta_n} \qquad \text{式(3-13)}$$

ここで、σ_n は割れ目に作用する垂直応力、δ_n は割れ目の閉合量である。

②上記①で求めた定数 a と b より、**式(3-1)**より初期応力の平均応力 σ_0 を求め、平均応力 σ_0 まで作用させた時の閉合量 δ_{n1} を求める（**図 3-19** 参照）。そして、σ_0 を δ_{n1} で除することにより、個々の供試体の初期応力レベルにおける垂直剛性 H を求める。

③割れ目の大きさ r を供試体の寸法から求め、垂直剛性 H と割れ目の大きさ r から各供試体の垂直剛性に関するパラメータ h^P を算定する。そして、垂直剛性に関するパラメータ h^P の平均値を求める。

④**式(3-1)**に示された初期応力の平均応力 σ_0 を求める。そして、割れ目の特性を示す指標である *JRC*、*JCS*、ϕ_r と平均応力 σ_0 を用いて初期応力レベルにおけるせん断強度 $\tau_{\max}$ を次式より算定する[13]。

$$\tau_{\max} = \sigma_n \tan\left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right) \qquad \text{式(3-14)}$$

ここで、σ_n は割れ目に作用する垂直応力であるが、初期応力の平均応力 σ_0 を用いる。

⑤割れ目のせん断応力 τ とせん断変位 Δu の関係において、せん断強度ピーク時のせん断変位 u_p は垂直応力 σ_n にかかわらず一定であるとして（**図 3-20** 参照）、上記④で求められたせん断強度 $\tau_{\max}$ をせん断試験より得られたピーク時のせん断変位 u_p で除することによって、

個々の供試体のせん断剛性 G を算出する。

⑥せん断剛性 G と割れ目の大きさ r から各供試体のせん断剛性に関するパラメータ g^P を求め、せん断剛性に関するパラメータ g^P の平均値を求める。

GL-500m における天然割れ目の垂直剛性に関するパラメータ h^P と、せん断剛性に関するパラメータ g^P の算定結果を**表 3-10**、**表 3-11** に示す。

3.4.7 既存の割れ目に対応する仮想割れ目の透水係数

仮想割れ目モデルによる透水性変化を予測するためには、単一割れ目の垂直応力－透水係数関係が必要となる。そのため本解析では、技術資料②において MIZ-1 号孔の土岐花崗岩から採取した天然割れ目と岩芯から作成した人工割れ目の 2 種類の割れ目に対して行われた透水試験の結果を基にして設定した。

技術資料②では、天然割れ目と人工割れ目に対して試験を行っている。そこで、掘削前から岩盤中に存在していた既存の割れ目に対応する仮想割れ目の透水係数は天然割れ目（F-2，F-3）の試験結果から設定することにした。

岩盤の透水性の変化を重要視する施設の設計を考えたとき、解析による評価は実測値よりも保守的な値を与えることが望ましい。また、空洞掘削時の応力解放が透水性増大の要因であることを考慮すると、垂直応力が減少する割れ目には降圧過程の式を用いるべきであるが、昇圧過程の式を用いた方が保守的な評価を与えることが期待できる。

したがって、ここでは、天然割れ目については、より大きな透水性変化を示した F-3 の昇圧過程のデータを用いることにした。また、人工割れ目に対しては、A-2 の昇圧過程のデータを用いることにした。

また、垂直応力 σ_n（MPa）と割れ目の透水係数 k_f（m/s）の回帰式は次式に示す関数 [8]にて表現することにした。

$$\log k_f = \frac{\sigma_n}{\alpha + \beta\sigma_n} + \log\gamma \qquad \text{式(3-15)}$$

ここで、α、β、γ は実験定数である。

F-3 の昇圧過程時のデータから求めた実験定数は以下のとおりである。

$$\alpha = -4.87,\ \ \beta = -0.427,\ \ \gamma = 1.17\times10^{-3} \qquad \text{式(3-16)}$$

解析を行う際には、**式(2-20)**、**式(2-21)**中の k_f^P に、**式(3-15)**、**式(3-16)**を用いることになる。また、既存の割れ目に対応する仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係を**図 3-21** に示す。

3.4.8 既存の割れ目に対応する仮想割れ目の大きさ

小田ら [14]は、割れ目の直径を r^P とするとその 2 次モーメント $\left\langle \left(r^P\right)^2 \right\rangle$ とトレース長 t の間には、以下のような関係があることを示している。

$$\left\langle \left(r^P\right)^2 \right\rangle = \frac{2\langle t \rangle}{\left\langle t^{-1} \right\rangle}$$ 式(3-17)

一方、式(3-5)、式(3-8)、式(3-9)、式(3-10)より、

$$\langle t \rangle = 0.828 \ \ (\mathrm{m})$$
$$\left\langle t^{-1} \right\rangle = 1.27 \ (\mathrm{m}^{-1})$$ 式(3-18)

となる。よって、式(3-17)、式(3-18)より、既存の割れ目の形状を円と仮定した場合、その面積を推定することができる。そして、既存の割れ目の面積と仮想割れ目の面積が同じであるとすると、既存の割れ目に対応する仮想割れ目の面積 A_f^P は以下のようになる。

$$A_f^P = \frac{\pi}{4}\left\langle \left(r^P\right)^2 \right\rangle = \frac{\pi}{2}\frac{\langle t \rangle}{\left\langle t^{-1} \right\rangle} = 1.02 \ \ (\mathrm{m}^2)$$ 式(3-19)

3.4.9 既存の割れ目に対応する仮想割れ目の密度

岩盤の初期透水係数から、既存の割れ目に対応する仮想割れ目の面積密度を算定した。岩盤の透水テンソル k_{ij} は仮想割れ目の密度 ρ^P に比例していることから、密度 ρ^P は以下の手順にて設定することができる。

①割れ目の方向分布、仮想割れ目の面積、仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係、初期応力を基に、初期応力状態の透水テンソル k_{ij} を式(2-20)にて算定する。このとき、仮想割れ目の密度 ρ^P は未定であるために、仮に、ρ^P=1 を代入しておく。

②平均透水係数 k を次式で算定する。

$$k = \frac{1}{3}k_{ii}$$ 式(3-20)

③②で求めた平均透水係数 k と岩盤の初期透水係数 k_{int} から、比例計算にて、仮想割れ目の密度 ρ^P を求める。

以上より、既存の割れ目に対応する仮想割れ目の密度は、以下のようになった。

ρ^P=61.43（個/m^3） 式(3-21)

3.4.10 掘削損傷領域のパラメータ

掘削損傷領域における岩盤の剛性（損傷後の弾性係数／掘削前の弾性係数）は 25%、幅を壁面から 80cm とした [1)]。また、割れ目の発生パターンとしては、新規の割れ目が壁面に平行に発生するパターンを想定した [1)]。これらの条件に基づいて、岩盤等級 CH 級の掘削損傷領域に関するパラメータを設定した。

掘削損傷領域に関するパラメータは、以下のものを設定する必要がある。

①掘削損傷領域の粘着力、内部摩擦角

②新規の割れ目の大きさ（r^B）
③新規の割れ目の垂直剛性およびせん断剛性に関するパラメータ（h^B，g^B）
④新規の割れ目によるクラックテンソル（$F_{ij}{}^B$，$F_{ijkl}{}^B$）
⑤新規に発生した割れ目に対応する仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係（$k_f{}^B$）
⑥新規に発生した割れ目に対応する仮想割れ目の密度（ρ^B）

(1)掘削損傷領域の粘着力、内部摩擦角

掘削損傷領域の粘着力は岩盤の剛性に比例して低下するものとして設定した[1)]。CH 級の掘削損傷領域の粘着力 C と内部摩擦角 ϕ は以下のようになった。

$$C=34.3\times0.25=8.58\ (\mathrm{MPa})$$ **式(3-22)**

$$\phi=52.4\ (^\circ)$$ **式(3-23)**

(2)新規の割れ目の大きさ

掘削損傷領域に関する研究において、剛性の低下度や領域の大きさに関する研究は従来から行われてきたが、掘削損傷領域中に発生した割れ目の大きさに関するものはほとんど見られない。そこで、本解析では、掘削損傷領域中に発生する新規の割れ目の直径 r^B については、掘削損傷領域の幅を参考にして、r^B=0.8（m）と仮定した[1)]。

(3)新規の割れ目の垂直剛性およびせん断剛性に関するパラメータ

発破によってできた新規の割れ目に対しては、人工的に作成した割れ目に対して行った垂直載荷試験とせん断試験結果からパラメータを設定することが適当であると考える。技術資料②では、MIZ-1 号孔の岩芯から作成した人工割れ目から得られたジョイントせん断試験データより人工割れ目の剛性に関するパラメータを設定している。したがって、本業務においても、MIZ-1 号孔の岩芯から得られたジョイントせん断試験データを基にして設定することにした。また、設定手順に関しては「**3.4.6 割れ目の垂直剛性とせん断剛性**」と同じ方法とした。

GL-500m における人工割れ目の垂直剛性に関するパラメータ h^B とせん断剛性に関するパラメータ g^B の算定結果を表 3-12 と表 3-13 に示す。

(4)クラックテンソル

発破により壁面平行方向に新規の割れ目が発生して、掘削損傷領域の剛性が掘削前の 25%になることを想定した場合、技術資料①と同様の方法にて、どの程度の新たな割れ目が発生したのかを算定することができる。

始めに、掘削前の岩盤のヤング係数 E_{11} を算定する。これは、**式(2-14)**において、σ_{11} 以外に 0 を代入することによって、**式(3-24)**のように表すことができる。

$$E_{11}=\frac{\sigma_{11}}{\varepsilon_{11}}=\frac{E}{\left(\dfrac{E}{h^P}-\dfrac{E}{g^P}\right)F_{1111}^P+\dfrac{E}{g^P}F_{11}^P+1}$$ **式(3-24)**

同様に、**式(2-14)**において、σ_{22} 以外に 0 を代入することによって、掘削前の岩盤のヤング係数 E_{22} は、以下のようになる。

$$E_{22}=\frac{\sigma_{22}}{\varepsilon_{22}}=\frac{E}{\left(\frac{E}{h^P}-\frac{E}{g^P}\right)F_{2222}^P+\frac{E}{g^P}F_{22}^P+1}$$ 式(3-25)

さらに、掘削前の岩盤のヤング係数 E_{33} は、以下のようになる。

$$E_{33}=\frac{\sigma_{33}}{\varepsilon_{33}}=\frac{E}{\left(\frac{E}{h^P}-\frac{E}{g^P}\right)F_{3333}^P+\frac{E}{g^P}F_{33}^P+1}$$ 式(3-26)

式(3-24)、式(3-25)、式(3-26)に表 3-3、表 3-9、表 3-10、表 3-11 のパラメータを代入すると、掘削前の岩盤の平均ヤング係数 $\overline{E}$ は以下のようになった。

$$\overline{E}=\left(E_{11}+E_{22}+E_{33}\right)/3=20100\ (\mathrm{MPa})$$ 式(3-27)

したがって、掘削損傷領域の平均ヤング係数 $\overline{E^{D}}'$ が以下の値になるように掘削損傷領域のクラックテンソルを設定することになる。

$$\overline{E^{D}}'=\overline{E}\times 0.25=5025\ (\mathrm{MPa})$$ 式(3-28)

立坑と水平坑道の局所座標系を図 3-22 のように設定した。そして、図 3-23 に示すように掘削損傷領域中の全ての新規の割れ目が壁面平行方向に発生した場合、掘削損傷領域において図 3-22 に示された指標 1 方向と指標 2 方向のヤング係数 E_{11}^{D}' と E_{22}^{D}' は低下するが、指標 3 方向のヤング係数 E_{33}^{D}' は変化しない。

よって、ここでは、掘削損傷領域による剛性低下は E_{11}^{D}'、E_{22}^{D}' を基に評価することにした。式(2-14)～式(2-16)により、掘削損傷領域のヤング係数 E_{11}^{D}'、E_{22}^{D}' は以下のように示される。

$$E_{11}^{D}{}'=\frac{\sigma_{11}}{\varepsilon_{11}}=\frac{E}{\left\{\left(\frac{E}{h^P}-\frac{E}{g^P}\right)F_{1111}^P{}'+\frac{E}{g^P}F_{11}^P{}'\right\}+\left\{\left(\frac{E}{h^B}-\frac{E}{g^B}\right)F_{1111}^B{}'+\frac{E}{g^B}F_{11}^B{}'\right\}+1}$$ 式(3-29)

$$E_{22}^{D}{}'=\frac{\sigma_{22}}{\varepsilon_{22}}=\frac{E}{\left\{\left(\frac{E}{h^P}-\frac{E}{g^P}\right)F_{2222}^P{}'+\frac{E}{g^P}F_{22}^P{}'\right\}+\left\{\left(\frac{E}{h^B}-\frac{E}{g^B}\right)F_{2222}^B{}'+\frac{E}{g^B}F_{22}^B{}'\right\}+1}$$ 式(3-30)

ここに、F_{ij}^{P}' と F_{ijkl}^{P}' は局所座標系における既存の割れ目によるクラックテンソル、F_{ij}^{B}' と F_{ijkl}^{B}' は局所座標系における新規の割れ目によるクラックテンソルである。

図 3-23 より、F_{ij}^{B}' と F_{ijkl}^{B}' は以下のようになる。

$$F_{ij}^{B}{}' = F_0^B N_{ij}^{B}{}' = F_0^B \begin{pmatrix} N_{11}^{B}{}' & N_{12}^{B}{}' & N_{13}^{B}{}' \\ & N_{22}^{B}{}' & N_{23}^{B}{}' \\ sym. & & N_{33}^{B}{}' \end{pmatrix} = F_0^B \begin{pmatrix} \cos^2\theta & \sin\theta\cos\theta & 0 \\ & \sin^2\theta & 0 \\ sym. & & 0 \end{pmatrix}$$ 式(3-31)

$$F_{ijkl}^{B}{}' = F_0^B N_{ijkl}^{B}{}'$$

$$= F_0^B \begin{bmatrix} N_{1111}^{B}{}' & N_{1122}^{B}{}' & N_{1133}^{B}{}' & N_{1123}^{B}{}' & N_{1131}^{B}{}' & N_{1112}^{B}{}' \\ & N_{2222}^{B}{}' & N_{2233}^{B}{}' & N_{2223}^{B}{}' & N_{2231}^{B}{}' & N_{2212}^{B}{}' \\ & & N_{3333}^{B}{}' & N_{3323}^{B}{}' & N_{3331}^{B}{}' & N_{3312}^{B}{}' \\ & & & N_{2323}^{B}{}' & N_{2331}^{B}{}' & N_{2312}^{B}{}' \\ sym. & & & & N_{3131}^{B}{}' & N_{3112}^{B}{}' \\ & & & & & N_{1212}^{B}{}' \end{bmatrix}$$ 式(3-32)

$$= F_0^B \begin{bmatrix} \cos^4\theta & \cos^2\theta\sin^2\theta & 0 & 0 & 0 & \cos^3\theta\sin\theta \\ & \sin^4\theta & 0 & 0 & 0 & \cos\theta\sin^3\theta \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ sym. & & & & 0 & 0 \\ & & & & & \cos^2\theta\sin^2\theta \end{bmatrix}$$

ここに、$N_{ij}^{B}{}'$ と $N_{ijkl}^{B}{}'$ は局所座標系における新規に発生した割れ目の構造テンソルである。

式(3-29)～式(3-32)より、壁面平行に割れ目が発生した場合、壁面直交方向のヤング係数は低下するが、壁面平行方向のヤング係数は変化しない。そこで、θ=0°のときの指標 1 方向のヤング係数 $E_{11}^{D}{}'$ と θ=90°のときの指標 2 方向のヤング係数 $E_{22}^{D}{}'$ を用いて掘削損傷領域の平均ヤング係数 $\overline{E^{D}}'$ を算定するものとする。よって、式(3-28)～式(3-32)、表 3-3、表 3-9～表 3-13 より、

$$\overline{E^{D}}' = \frac{E_{11(\theta=0)}^{D'} + E_{22(\theta=90)}^{D'}}{2} = 5030 \text{（MPa）}$$ 式(3-33)

となる F_0^B を求めると、立坑の場合は、式(3-34)のようになった。

$$F_0^B = 3.866$$ 式(3-34)

同様にして、水平坑道の F_0^B を求めることもできる。これらをまとめると、表 3-14 のようになった。

解析座標系における新規の割れ目によるクラックテンソルを F_{ij}^B、F_{ijkl}^B とすると、座標変換により、次式にて求めることができる。

$$F_{ij}^B = T_{mi} T_{nj} F_{mn}^{B}{}'$$ 式(3-35)

$$F_{ijkl}^B = T_{mi} T_{nj} T_{ok} T_{pl} F_{mnop}^{B}{}'$$ 式(3-36)

ここに、T_{ij}は座標変換マトリックスである。

式(3-31)、式(3-32)、式(3-35)、式(3-36)より、立坑の新規の割れ目によるクラックテンソルF_{ij}^{B}、F_{ijkl}^{B}は以下のようになった。

$$F_{ij}^{B}=\begin{pmatrix} F_{11}^{B} & F_{12}^{B} & F_{13}^{B} \\ & F_{22}^{B} & F_{23}^{B} \\ & & F_{33}^{B} \end{pmatrix}=3.866\times\begin{pmatrix} \cos^2\theta & \sin\theta\cos\theta & 0 \\ & \sin^2\theta & 0 \\ sym. & & 0 \end{pmatrix} \quad \text{式(3-37)}$$

$$F_{ijkl}^{B}=F_{0}^{B}\begin{bmatrix} F_{1111}^{B} & F_{1122}^{B} & F_{1133}^{B} & F_{1123}^{B} & F_{1131}^{B} & F_{1112}^{B} \\ & F_{2222}^{B} & F_{2233}^{B} & F_{2223}^{B} & F_{2231}^{B} & F_{2212}^{B} \\ & & F_{3333}^{B} & F_{3323}^{B} & F_{3331}^{B} & F_{3312}^{B} \\ & & & F_{2323}^{B} & F_{2331}^{B} & F_{2312}^{B} \\ sym. & & & & F_{3131}^{B} & F_{3112}^{B} \\ & & & & & F_{1212}^{B} \end{bmatrix}$$

$$=3.866\times\begin{bmatrix} \cos^4\theta & \cos^2\theta\sin^2\theta & 0 & 0 & 0 & \cos^3\theta\sin\theta \\ & \sin^4\theta & 0 & 0 & 0 & \cos\theta\sin^3\theta \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ sym. & & & & 0 & 0 \\ & & & & & \cos^2\theta\sin^2\theta \end{bmatrix} \quad \text{式(3-38)}$$

また、水平坑道における新規の割れ目によるクラックテンソルF_{ij}^{B}、F_{ijkl}^{B}は以下のようになった。

$$F_{ij}^{B}=\begin{pmatrix} F_{11}^{B} & F_{12}^{B} & F_{13}^{B} \\ & F_{22}^{B} & F_{23}^{B} \\ & & F_{33}^{B} \end{pmatrix}=3.963\times\begin{pmatrix} \cos^2\theta & 0 & \sin\theta\cos\theta \\ & 0 & 0 \\ sym. & & \sin^2\theta \end{pmatrix} \quad \text{式(3-39)}$$

$$F_{ijkl}^{B}=F_{0}^{B}\begin{bmatrix} F_{1111}^{B} & F_{1122}^{B} & F_{1133}^{B} & F_{1123}^{B} & F_{1131}^{B} & F_{1112}^{B} \\ & F_{2222}^{B} & F_{2233}^{B} & F_{2223}^{B} & F_{2231}^{B} & F_{2212}^{B} \\ & & F_{3333}^{B} & F_{3323}^{B} & F_{3331}^{B} & F_{3312}^{B} \\ & & & F_{2323}^{B} & F_{2331}^{B} & F_{2312}^{B} \\ sym. & & & & F_{3131}^{B} & F_{3112}^{B} \\ & & & & & F_{1212}^{B} \end{bmatrix}$$

$$=3.963\times\begin{bmatrix} \cos^4\theta & 0 & \cos^2\theta\sin^2\theta & 0 & \cos^3\theta\sin\theta & 0 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & \sin^4\theta & 0 & \cos\theta\sin^3\theta & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ sym. & & & & \cos^2\theta\sin^2\theta & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad \text{式(3-40)}$$

各掘削段階における掘削損傷領域の発生場所を図 3-24 に示す。すなわち、Step1 では、立坑上

部の周辺岩盤と立坑の切羽前方、Step2 では、水平坑道の周辺岩盤、Step3 では立坑下部の周辺岩盤に掘削損傷領域を発生させることにした。また、**図 3-24** に示したとおり、立坑と水平坑道の連接部において、重複して損傷を受ける領域が存在するものとした。ただし、このような領域に対して、既存の原位置計測結果からはモデル化に必要な情報は得られなかったため、**図 3-25** に示すように重複して損傷を受ける領域については、損傷が重ね合わさるものとして取り扱った。掘削損傷領域において、新規の割れ目は壁面平行方向に発生する場合、壁面直交方向のヤング係数は低下するが、その他の 2 方向のヤング係数は低下しない。よって、重複して発破による損傷を受ける領域は、2 方向（立坑の壁面直交方向、水平坑道の壁面直交方向）のヤング係数がそれぞれ低下するものとした。

(5)新規に発生した割れ目に対応する仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係

発破によってできた新規の割れ目に対しては、人工的に作成した割れ目に対して行う透水試験結果から垂直応力－透水係数関係を設定することが適当であると考えられる。また、**「3.4.7 既存の割れ目に対応する仮想割れ目の透水係数」**における考え方と合わせて、技術資料②の MIZ-1 号孔の岩芯から作成した人工割れ目のうち、より大きな透水性変化を示した A-2 の昇圧過程のデータを用いることにした。

垂直応力σ_n（MPa）と割れ目の透水係数 k_f（m/s）の回帰式を**式(3-15)**にて表すことにすると、実験定数は、以下のようになった。

$$\alpha = -9.12,\ \ \beta = -0.468,\ \ \gamma = 1.18\times10^{-3} \qquad \text{式(3-41)}$$

また、新規の割れ目に対応する仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係を**図 3-26** に示す。掘削損傷領域を考慮した透水性変化解析を行うときには、**式(2-21)**中の k_f^B に対して、**式(3-15)**と**式(3-41)**を用いることにした。

(6)新規の割れ目に対応する仮想割れ目の密度

掘削損傷領域に関する研究において、剛性の低下度や幅に関するものは従来から行われてきたが、掘削損傷領域中に発生した割れ目の密度に関する知見はほとんど見られない [1)]。そこで、本解析では、力学的挙動に寄与する割れ目の密度と水理学的挙動に寄与する仮想割れ目の密度の比率が、既存の割れ目の場合も新規の割れ目の場合も同じであると仮定することによって、新規の割れ目に対応する仮想割れ目の密度ρ^Bを設定する。

式(2-6)より、力学的挙動に寄与する割れ目の密度に関する指標ともいえるクラックテンソルのトレース F_0は、既存の割れ目、新規の割れ目の場合、それぞれ以下のように表される。

$$F_0^P = \frac{\pi\rho^{P\prime}}{4}\int_0^{r_m}\left(r^P\right)^3 f\left(r^P\right)dr = \frac{\pi\rho^{P\prime}}{4}\left\langle\left(r^P\right)^3\right\rangle \qquad \text{式(3-42)}$$

$$F_0^B = \frac{\pi\rho^{B\prime}}{4}\int_0^{r_m}\left(r^B\right)^3 f\left(r^B\right)dr = \frac{\pi\rho^{B\prime}}{4}\left(r^B\right)^3 \qquad \text{式(3-43)}$$

また、**式(3-5)**に n=2 を代入すると、以下のようになる [14)]。

$$\begin{aligned}\langle t^2\rangle &= \int_0^{t_{\max}} t^2\Phi(t)dt \\ &= \frac{1}{\int_0^\infty r^P f(r^P)dr}\int_0^\infty (r^P)^3 f(r^P)dr\int_0^{\pi/2}\sin^3\theta d\theta \\ &= \frac{2}{3}\frac{\langle (r^P)^3\rangle}{\langle r^P\rangle}\end{aligned}$$ 式(3-44)

式(3-10)、式(3-17)、式(3-18) より、$\langle (r^P)^3\rangle$は、以下のようになる。

$$\langle (r^P)^3\rangle = \frac{3}{2}\langle t^2\rangle\langle r^P\rangle = \frac{3}{2}\langle t^2\rangle\frac{\pi}{2\langle t^{-1}\rangle} = 1.642 \quad (\mathrm{m}^3)$$ 式(3-45)

式(3-21)、式(3-42)、式(3-43)、表 3-8、表 3-14、「3.4.8 既存の割れ目に対応する仮想割れ目の大きさ」より、立坑の新規割れ目に対応する仮想割れ目の密度ρ^Bは、以下のようにして算定することができる。

$$\rho^B = \rho^P\frac{F_0^B/(r^B)^3}{F_0^P/\langle (r^P)^3\rangle} = 61.43\frac{3.866/(0.8)^3}{1.47/1.642} = 518 \quad (\text{個}/\mathrm{m}^3)$$ 式(3-46)

同様にして、水平坑道の場合も算定することができ、まとめて表 3-15 に示す。

3.4.11 支保パターンと支保工の物性値

検討する立坑の暫定的な支保パターンを図 3-27 に示す。また、水平坑道の暫定的な支保パターンを図 3-28 に示す。検討に使用した支保工の仕様（暫定）と物性値をまとめたものを表 3-16 と表 3-17 に示す。なお、支保工部材の物性値については、参考文献 14)～17) より設定した。

3.5 解析結果

3.5.1 岩盤等級の検討

岩盤等級の違いによる挙動の差を見るために、CH 級（Case1）、B 級（Case2）、CL 級（Case3）の結果を示す。

(1) 岩盤変位

解析で求められた Case1～3 における解析 Step ごとの岩盤の変位の 3 次元コンターを図 3-29 に示す。ここで、Step1 とは立坑上部一括掘削時、Step2 とは水平坑道一括掘削時、Step3 とは立坑下部一括掘削完了時を示している（図 3-2 参照）。

いずれのケースにおいても、立坑では NW-SE 方向での変位が卓越していることがわかる。また、岩盤等級が下がるにしたがって、変位量は増加していることがわかる。また、水平坑道では側壁の変位が卓越していて、岩盤等級が下がるにしたがって変位量は増加している。

本解析では、割れ目の方向分布はいずれのケースにおいても同じものを用いていること、岩盤等級の違いはクラックテンソルのトレース F_0 の違いでしか表現できていないことから、各岩盤等級の等価剛性の異方性については、あまり差がないと考えることができる。つまり、初期応力の

最大主応力方向が水平面内の NW-SE 方向であることから、立坑と水平坑道における変形量の卓越位置に関しては、初期応力の方向性が反映された結果であると考えられる。

(2) 最大せん断応力

Case1～3における解析Stepごとの岩盤の最大せん断応力の3次元コンターを**図3-30**に示す。最大せん断応力分布は、いずれのケースにおいても初期応力の方向性の影響を強く受けており、立坑では NE-SW 方向の壁面近傍の要素において最大値を示している。また、水平坑道では底盤において最大値を示している。ただし、岩盤等級が変化すると、岩盤の等価剛性は変化するが、それに伴う最大せん断応力の変化は見られない。

(3) 安全率

安全率の評価には、モール・クーロンの破壊規準を用いた。安全率は**図 3-31** に示すように、モールの応力円と破壊規準線との距離をもって評価し、次式で定義した。

$$FS = \frac{\min(L1, L2)}{d} \qquad \text{式(3-47)}$$

式(3-47)は、$L1$ が最小となればせん断破壊モード、$L2$ が最小となれば引張破壊モードで安全率が決まることを示している。また、安全率（FS）が 1 以下となれば、岩盤がいずれかのモードで破壊したことを意味している。評価に必要な岩盤の粘着力と内部摩擦角は**表 3-4** に示されている。

Case1～3 における解析 Step ごとの安全率の 3 次元コンターを**図 3-32** に示す。立坑ではいずれのケースにおいても、初期応力の方向に依存して NE-SW 方向の要素において、主応力の差が大きくなって安全率が低下する傾向を示している。また、Step1 における掘削底面、および、連接部近傍以外にせん断破壊や引張破壊を起こす要素はなく、安全率≦1.0 となる領域は見られない。

水平坑道では、いずれのケースにおいても、側壁と底盤において安全率の低い領域が広がっている。また、側壁部と底盤（どちらも壁面から 0.1～0.2m の範囲）に安全率≦1.0 となる領域が生じている。これは、側壁および底盤で引張応力が発生したことによるものである。

立坑および水平坑道いずれにおいても、安全率分布に関して、岩盤等級による違いはあまり見られない。**表 3-4** の粘着力や内部摩擦角を比較すると、特に、CL 級は B 級や CH 級よりも強度が低いことから安全率が低下することも予測されたが、これは、応力分布にあまり差がなかったことと、壁面近傍のほとんどの要素の安全率は**図 3-31** の $L2$ 側、すなわち、せん断強度の低下の影響を受けない引張側のモードで安全率が決まったためである。例として、CH 級と CL 級における立坑の壁面近傍にある要素番号 21022 のモールの応力円と破壊規準線を**図 3-33** に示す。なお、この応力状態は全掘削が完了した Step3 のものである。この図から、CH 級、CL 級ともに応力状態にほとんど差はないが、せん断強度を決めるモール・クーロンの破壊規準には差があり、CL 級のせん断強度は低下していることが示されている。ただし、安全率 F_s は引張側のモードで決定されており、せん断強度の低下は受けていないことが分かる。

(4) 平均透水係数、平均透水係数の増加率

Case1～3 における解析 Step ごとの平均透水係数 k を**式(3-20)**にて求めた。平均透水係数の 3 次元コンターを**図 3-34** に示す。

また、平均透水係数 k を岩盤の初期透水係数 k_{int} で除することにより、平均透水係数の増加率を

算定した。Case1～3 における解析 Step ごとの平均透水係数の増加率の 3 次元コンターを**図 3-35** に示す。

これらの図より、いずれのケースにおいても立坑一般部では、NW-SE 方向で平均透水係数の増加を示し、5 倍以上増加した領域は壁面から約 0.3m、最大で約 14 倍になった。また、水平坑道一般部の側壁において、5 倍以上増加した領域は壁面から約 0.5m、最大で約 15 倍になった。さらに底盤では、5 倍以上増加した領域は底面から約 0.5m、最大で約 10 倍になった。

岩盤等級の違いによって平均透水係数や平均透水係数の増加率に違いは見られなかった。これは、仮想割れ目の密度ρ^P、仮想割れ目の垂直応力－透水係数関係、方向分布がいずれの岩盤等級においても共通のものを用いていること、岩盤の応力は岩盤等級ごとにあまり差がないことによるものと考えられる。

(5) 連接部の影響

連接部における変位の状況を見るために、**図 3-36** に示す表示断面の位置において、2 次元コンターによる岩盤の変位を**図 3-37** に示す。y-z 平面図の視線の方向は－x 方向である。また、x-z 平面図は y 方向、x-y 平面図は－z 方向となっている。なお、これらの図は立坑下部掘削完了後の状態（Step3）のものである。

いずれのケースにおいても、連接部の坑口付近から NW-SE 方向にかけての要素に大きな変位が発生していることがわかる。変位量は岩盤等級が下がるにしたがって増加する傾向を示している。また、坑口付近の最大変位量は CH 級（Case1）で約 5.4mm、B 級（Case2）で約 4.6mm、CL 級（Case3）で約 12mm となっている。

図 3-38 に示すように、変位計測点を A(x_a,y_a,z_a)、B(x_b,y_b,z_b)とし、各点の変位をそれぞれ、(u_a,v_a,w_a)、(u_b,v_b,w_b)とすると、内空変位Δ_{ab}は**式(3-48)**のように表される。

$$\begin{aligned}\Delta_{ab} &= \left|\overline{A'B'} - \overline{AB}\right| \\ &= \left|\sqrt{\{(x_a+u_a)-(x_b+u_b)\}^2+\{(y_a+v_a)-(y_b+v_b)\}^2+\{(z_a+w_a)-(z_b+w_b)\}^2}\right. \\ &\quad \left.-\sqrt{(x_a-x_b)^2+(y_a-y_b)^2+(z_a-z_b)^2}\right|\end{aligned} \qquad \text{式(3-48)}$$

立坑における内空変位計測線の位置を NW-SE 方向と NE-SW 方向とする。また、水平坑道の内空変位計測線を側壁の SL（スプリングライン）とする。内空変位と天端沈下量の計測線の位置を**図 3-39** に示す。

CH 級（Case1）、B 級（Case2）、CL 級（Case3）の立坑 NW-SE 方向の内空変位の解析ステップごとの変化を**図 3-40** に示す。また、立坑 NE-SW 方向の内空変位を**図 3-41** に示す。これら図において、横軸は内空変位、縦軸は水平坑道 SL からの鉛直方向の距離としている。これらの図より、連接部による変位増加の影響は NE-SW 方向にはあまり見られず、NW-SE 方向に現れていることがわかる。これは初期応力の水平面内の最大主応力方向が NW-SE 方向であること。さらに、NW-SE 方向からの初期応力に対しては NE-SW 方向に存在する岩盤がその応力を受け持つが、立坑中心から見て SW 方向に水平坑道の坑口があるために、NW-SE 方向からの初期応力を受け持つことができずに、結果として NW-SE 方向の変形を助長したものと考えられる。

図 3-40 より、連接部から十分に離れた立坑一般部における NW-SE 方向の内空変位は、CH 級

で 10.7mm、B 級で 9.05mm、CL 級で 23.7mm となり、B 級は CH 級の 0.85 倍、CL 級は 2.2 倍になった。また、水平坑道 SL 位置では、CH 級で 11.8mm、B 級で 9.97mm、CL 級で 26.12mm となり、B 級は CH 級の 0.85 倍、CL 級は 2.2 倍になった。さらに、いずれの岩盤等級においても、水平坑道 SL 位置における立坑の NW-SE 方向の内空変位は、一般部の 1.1 倍になったことがわかる。加えて、水平坑道スプリングライン（以下 SL）位置（h=1750mm）から 2.0d（d：水平坑道代表径=3.5m）上側の位置における立坑の NW-SE 方向の内空変位は、CH 級で 11.1mm、B 級で 9.38mm、CL 級で 24.6mm と連接部から十分に離れた一般部よりも約 4%の増加となった。よって、ここでは、仮に、一般部の変位と比較して 5%以上変化した領域を、連接部の影響範囲と仮定すると、水平坑道 SL 位置から 2.0d 離れれば、立坑の内空変位に関しては、連接部の影響はほとんどないと言える。

CH 級、B 級、CL 級の解析 Step における水平坑道の天端沈下量を**図 3-42** に示す。また、水平坑道 SL における内空変位を**図 3-43** に示す。これらの図において、横軸は立坑との接続位置からの距離、縦軸は変位量を示している。これらの図より、岩盤等級が下がるにしたがって、天端沈下量、および内空変位量が増加する傾向にあることがわかる。

図 3-42 より、連接部から十分に離れた水平坑道一般部における天端沈下量は、CH 級で 0.65mm、B 級で 0.58mm、CL 級で 1.41mm となり、B 級は CH 級の 0.89 倍、CL 級は 2.2 倍となった。また、坑口部では、CH 級で 1.37mm、B 級で 1.23mm、CL 級で 2.96mm となり、B 級は CH 級の 0.90 倍、CL 級は 2.2 倍となった。さらに、いずれの岩盤等級においても、坑口部の天端沈下量は一般部の 2.1 倍となった。加えて、立坑中心から 2.5D（D：立坑径=7.3m）離れた位置における天端沈下量は、いずれのケースにおいても、連接部から十分に離れた一般部よりも 5%増加した結果となっている。

図 3-43 より、連接部から十分に離れた一般部における水平坑道 SL の内空変位は、CH 級で 6.11mm、B 級で 5.17mm、CL 級で 13.6mm となり、B 級は CH 級の 0.85 倍、CL 級は 2.2 倍となった。また、坑口部では、CH 級で 11.9mm、B 級で 10.0mm、CL 級で 30.0mm となり、B 級は CH 級の 0.84 倍、CL 級は 2.5 倍となった。さらに、坑口部の内空変位は連接部から十分に離れた一般部の約 1.9～2.2 倍となった。加えて、立坑中心から 2.3D 離れた位置における内空変位は、いずれのケースにおいても連接部から十分に離れた一般部よりも 5%の増加となっている。したがって、連接部の影響範囲を連接部から十分に離れた一般部の変位と比較して 5%以上変化した領域と仮定して、天端沈下量の結果も加味すると、立坑中心位置から 2.5D 離れれば、水平坑道の変位に関しては、連接部の影響はほとんどないと言える。

水平坑道と立坑において、連接部近傍と連接部の影響があまりない一般部の状況を比較するために、**図 3-44** に示す表示断面の位置（立坑：2 断面，水平坑道：2 断面）において、2 次元コンターによる Step3 における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率の分布を示す。

水平坑道においては、連接部近傍を代表とする断面（平面 A）を立坑中心から 1 D（D：立坑径=7.3m）とした。水平坑道の内空変位の分布より（**図 3-42**、**図 3-43** 参照）、連接部の影響がほとんど見られない位置として立坑中心から 2.5D（=18.3m）を一般部の断面（平面 B）とした。また、立坑においては、連接部近傍の断面（平面 C）を水平坑道 SL から 1d（d：水平坑道代表径=3.5m）上方とした。立坑の内空変位の分布より（**図 3-40** 参照）、連接部の影響がほとんど見られない位置として水平坑道 SL 位置から 2d（=7.0m）を一般部の断面（平面 D）とした。

水平坑道の連接部近傍の平面 A における、最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水

係数の増加率を**図 3-45** に示す。また、一般部の平面 B における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を**図 3-46** に示す。立坑の連接部近傍の平面 C における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を**図 3-47** に示す。また、一般部の平面 D における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を**図 3-48** に示す。

図 3-48(2)より、立坑一般部における平均透水係数の最大増加率はいずれのケースも 7 倍となった。また、**図 3-46(2)**より、水平坑道一般部の側壁における平均透水係数の最大増加率は 15 倍、底盤では 9 倍となった。

これらの図より、各断面において、いずれの諸量に関しても岩盤等級による差はほとんど見られない。これは、掘削完了後の応力状態が岩盤等級によらずあまり差がないことに起因していると考えられる。

(6) 支保工の挙動

暫定支保パターンを基に、連接部の水平坑道 SL 位置における地中変位計の配置位置を**図 3-49** のように設定した。この図に示された地中内変位計の配置方向における岩盤の変位を**図 3-50(1)**～**図 3-50(7)**に示す。なお、地中変位計の位置と解析上の節点座標は必ずしも一致してないが、その場、算定したい位置の周囲にある節点の変位を内挿することにより地中内変位計の変位を求めた。

図 3-50(1)、**図 3-50(2)**、**図 3-50(6)**、**図 3-50(7)**によると、測線 R-1、R-2、R-6、R-7 において、水平坑道掘削時（Step2）に岩盤の変位が増加していることから、連接部の影響として水平坑道に対して 90°離れた位置まで影響を及ぼしていることがわかる。

水平坑道 SL 位置から 2.0d 離れた位置における立坑壁面変位を強制変位として、立坑の覆工の応力解析を行った。覆工コンクリートの圧縮応力を**表 3-18** に示す。**表 3-18** によると、各ケースの圧縮応力の最大値はほぼ同じ位置で発生し、B 級は CH 級の 0.85 倍、CL 級は 2.74 倍となった。また、設計基準強度 f'_{ck}=24MPa の場合の許容応力度はσ_{ca}=9MPa[19]、設計基準強度 f'_{ck}=40MPa の場合の許容応力度はσ_{ca}=14MPa[20]であることから、CL 級では許容応力度を超えることがわかる。

CL 級の鋼製支保工の最外縁における圧縮応力を**表 3-19** に示す。SS400 の許容応力度をσ_{sa}=135MPa とすると、いずれの要素においても応力は許容応力度以下となっていることがわかる。

立坑中心から 2.5D 離れた位置における水平坑道の壁面変位を強制変位として、水平坑道の支保工の応力解析を行った。吹付けコンクリートの圧縮応力を**表 3-20** に示す。この表によると、各ケースの圧縮応力の最大値は最下端部で発生しており、B 級は CH 級の 0.88 倍、CL 級は 3.19 倍となった。また、設計基準強度 f'_{ck}=18MPa の場合の許容応力度はσ_{ca}=7MPa[19]、設計基準強度 f'_{ck}=36MPa の場合の許容応力度をσ_{ca}=13MPa[19]とすると、CL 級における最下端部では許容応力度を超えていることがわかる。

CL 級の鋼製支保工の最外縁における圧縮応力を**表 3-21** に示す。この表より、SS400 の許容応力度をσ_{sa}=135MPa とすると、鋼製支保工は許容応力度を超えていることがわかる。

CH 級と CL 級のロックボルトの軸力を**表 3-22** に示す。この表から、CL 級の最大荷重は CH 級の 2.93 倍となった。また、SD345、D25 の降伏荷重は 120.5kN であることから、いずれのケースにおいてもロックボルトは降伏していないことがわかる。

3.5.2 水平坑道掘削ステップの細分化による検討

水平坑道の掘削ステップの細分化による挙動の違いを見るために、水平坑道一括掘削（Case1）と水平坑道逐次掘削（Case4）の結果を示す。

(1) 岩盤変位、最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数増加率

Case1 と Case4 における解析 Step ごとの岩盤の変位の 3 次元コンターを**図 3-51** に示す。ここで、Step2-1 とは水平坑道において坑口から 1 掘進長掘削時、Step2-2 とは 2 掘進長掘進時、Step2-3 とは 3 掘進長掘進時、Step2-4 とは水平坑道掘削完了後を示している（**図 3-2** 参照）。

同様にして、最大せん断応力の 3 次元コンターを**図 3-52** に示す。安全率の 3 次元コンターを**図 3-53** に示す。平均透水係数の 3 次元コンターを**図 3-54** に示す。また、平均透水係数の増加率の 3 次元コンターを**図 3-55** に示す。

Step2-4 と Step3 における結果を比較してみると、水平坑道掘削ステップの細分化による差は見られない。これは、本解析で用いたクラックテンソルモデルでは、割れ目の挙動を線形バネとしてモデル化したことにより、岩盤を異方線形弾性体として解析したため、応力状態に差がなかったことによるものである。今後、割れ目のモデル化において、載荷・除荷過程の経路依存性や剛性の応力依存性などの非線形挙動を考慮すれば、掘削ステップの細分化による違いが出てくることも考えられる。ただし、切羽近傍では、応力の流れが複雑なものとなると考えられることから、割れ目の挙動のモデル化を適切にできるかが、課題となると考えられる。

(2) 連接部の影響

連接部における変位の状況を見るために、**図 3-36** に示す表示断面の位置において、2 次元コンターによる岩盤の変位を**図 3-56** に示す。これらの図は立坑下部掘削完了後の状態（Step3）のものである。いずれのケースにおいても、水平坑道掘削ステップの細分化による差は見られない。

水平坑道と立坑において、連接部近傍と一般部の状況を比較するために、**図 3-44** に示す表示断面の位置（立坑：2 断面、水平坑道：2 断面）において、2 次元コンターによる最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率の分布を以下のように示す。

水平坑道の連接部近傍の平面 A における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を**図 3-57** に示す。また、一般部の平面 B における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を**図 3-58** に示す。立坑の連接部近傍の平面 C における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を**図 3-59** に示す。また、一般部の平面 D における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を**図 3-60** に示す。

これらの図より、各断面において、いずれの諸量に関しても水平坑道掘削ステップの細分化による差は見受けられない。これは、本解析で用いたクラックテンソルモデルにおいて、割れ目の挙動を線形バネとしてモデル化し、岩盤を異方線形弾性体として解析したためである。

水平坑道逐次掘削（Case4）の解析 Step ごとの立坑 NW-SE 方向の内空変位を**図 3-61** に示す。また、立坑 NE-SW 方向の内空変位を**図 3-62** に示す。計測線の位置は**図 3-39** に示すとおりである。これらの図において、横軸は内空変位、縦軸は水平坑道 SL からの鉛直方向の距離としている。これらの図より、水平坑道の掘進に伴って、NW-SE 方向の内空変位がわずかに増加していく傾向があることがわかる。これは初期応力の水平面内の最大主応力方向が NW-SE 方向であること、さらに、NW-SE 方向からの初期応力に対しては NE-SW 方向に存在する岩盤がその応力を受け持つが、立坑中心からみて SW 方向に水平坑道を掘削していくことにより、NW-SE 方向

からの初期応力を受け持つ岩盤がなくなっていくことから、NW-SE 方向の変形が増加していったと考えられる。なお、水平坑道掘削完了時、立坑下部掘削完了時の内空変位は、Case1 と Case4 とでは同じとなった（図 3-40、図 3-41 参照）。

水平坑道逐次掘削の解析 Step ごとの水平坑道の天端沈下量を図 3-63 に示す。また、水平坑道 SL における内空変位を図 3-64 に示す。これらの図において、横軸は連接部からの距離、縦軸は変位量を示している。なお、立坑の内空変位と同様に、水平坑道掘削完了時、立坑下部掘削完了時の内空変位は、Case1 と Case4 は一致した（図 3-42、図 3-43 参照）。このことから、支保工の応力の結果も水平坑道一括掘削（Case1）と同じになる。

図 3-49 に示された地中内変位計の配置方向における岩盤の変位を図 3-65(1)～図 3-65(7)に示す。これらの図によると、水平坑道一括掘削（Case1）と同様に、図 3-65(1)、図 3-65(2)、図 3-65(6)、図 3-65(7)より、測線 R-1、R-2、R-6、R-7 において、水平坑道が掘削されることによって変位が増加していく傾向があることがわかる。

3.5.3 掘削損傷領域の有無による検討

掘削損傷領域の有無による挙動の違いを見るために、掘削損傷領域を考慮しないケース（Case1）と考慮するケース（Case5）の結果を示す。

(1) 岩盤変位、最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数増加率

Case1 と Case5 における解析 Step ごとの岩盤の変位の 3 次元コンターを図 3-66 に示す。立坑および水平坑道いずれにおいても、変形の卓越位置は同じであることがわかる。また、掘削損傷領域を考慮することによって、岩盤の変位は、若干、増加傾向にあることがわかる。

同様に、最大せん断応力の 3 次元コンターを図 3-67 に示す。立坑および水平坑道いずれにおいても、初期応力の方向性に強く影響を受けていて、立坑では NE-SW 方向の壁面近傍の要素において最大値を示している。また、水平坑道では底盤において最大値を示している。さらに、両ケースにおいて、最大せん断応力分布に顕著な差は見られない。

安全率の 3 次元コンターを図 3-68 に示す。立坑および水平坑道いずれにおいても、初期応力の方向性に強く影響を受けていて、立坑では NE-SW 方向の要素において、主応力の差が大きくなり、最大せん断応力が増加して安全率が低下する傾向を示している。また、水平坑道は底盤と側壁において安全率の低い領域が広がっている。また、側壁と底盤（いずれも壁面から 0.1～0.2m の範囲）に安全率≦1.0 となる領域が発生している。これは、側壁および底盤において、わずかではあるが、引張応力が発生したことによるものである。

両ケースを見比べてみると、見た目には顕著な差は見られない。Case5 では、立坑、および、水平坑道いずれにおいても、掘削損傷領域では岩盤のせん断強度を低下させたことから、Case1 よりも安全率が低下することも予想されたが、両ケースとも、壁面近傍のほとんどの要素の安全率は図 3-31 の $L2$ 側、すなわち、せん断強度の低下の影響を受けない引張側のモードで安全率が決定したためである。

平均透水係数の 3 次元コンターを図 3-69 に、平均透水係数の増加率の 3 次元コンターを図 3-70 に示す。両ケースを比較すると、掘削損傷領域を考慮した Case5 の平均透水係数は著しく増加し、特に、掘削損傷領域内はほとんどの領域において、約 50 倍以上の増加を示した。これは、掘削損傷領域内において、発破による新規の割れ目が壁面平行に発生したと仮定したことから、それに作用している垂直応力が応力解放によりほとんどなくなり、結果的に新規の割れ目の全てが透水性増大に寄与したためである。

(2)連接部の影響

連接部における変位の状況を見るために、図 3-36 に示す表示断面の位置において、2 次元コンターによる岩盤の変位を図 3-71 に示す。

連接部の坑口付近から、NW-SE 方向にかけての要素の変位が卓越していることがわかる。特に、Case5 では、掘削損傷領域内の変位は Case1 よりも増加傾向にあることがわかる。

水平坑道と立坑において、連接部近傍と一般部の状況を比較するために、図 3-44 に示す表示断面の位置（立坑：2 断面、水平坑道：2 断面）において、2 次元コンターによる最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率の分布を以下のように示す。

水平坑道の連接部近傍の平面 A における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を図 3-72 に示す。また、平面 B における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を図 3-73 に示す。立坑の連接部近傍の平面 C における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を図 3-74 に示す。また、平面 D における最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を図 3-75 に示す。

これらの図によると、最大せん断応力と安全率に関しては、両ケースにおいて顕著な差は見られない。一方、平均透水係数および平均透水係数の増加率に関しては、掘削損傷領域を考慮した場合は立坑および水平坑道いずれの場合も、全周にわたって著しく増加している。掘削損傷領域を考慮しない場合において、立坑一般部の最大増加率は 7 倍、水平坑道一般部の側壁では 15 倍、底盤で 9 倍に対して、掘削損傷領域を考慮した場合、立坑一般部の最大増加率は 348 倍、水平坑道一般部の側壁で 393 倍、底盤で最大 384 倍となった。これは、掘削損傷領域内において、発破による新規の割れ目が壁面平行に発生したと仮定したことから、それに作用している垂直応力が応力解放によりほとんどなくなり、結果的に新規の割れ目の全てが透水性増大に寄与したためである。

立坑の NW-SE 方向の内空変位を図 3-76 に示す。また、立坑の NE-SW 方向の内空変位を図 3-77 に示す。図 3-76 より、立坑一般部における NW-SE 方向の内空変位は、掘削損傷領域を考慮しない場合は 10.7mm、考慮した場合は 11.5mm となり、考慮しない場合の 1.07 倍となった。また、水平坑道 SL 位置では、掘削損傷領域を考慮しない場合は 11.8mm、考慮した場合は 12.4mm となり、考慮しない場合の 1.05 倍となった。図 3-76 において、水平坑道 SL からの距離-1.75～-2.15m における内空変位が急激な増加を示した。この理由として、図 3-24 に示されたように、この範囲は Step1 において切羽全面に形成された掘削損傷領域に該当する部分であり、Step3 で立坑の切羽が通過する以前から剛性が低下している。さらに、初期応力の最大主応力方向が NW-SE 方向であり、それらの両方の効果が現れたためと考えられる。図 3-77 においても、水平坑道の底盤下の部分において、変位が急変した部分が現れた。この部分も切羽が通過する前から掘削損傷領域が発生した部分であり、また、SW 側は水平坑道の掘削損傷の影響も受けた部分である。ただし、初期応力の最小主応力方向が NE-SW 方向であったことから、NW-SE 方向よりも内空変位の増加は大きくなかったと考えられる。

水平坑道の天端沈下量を図 3-78 に示す。また、水平坑道 SL における内空変位を図 3-79 に示す。図 3-79 より、水平坑道一般部における内空変位は、掘削損傷領域を考慮しない場合は 6.11mm、考慮した場合は 8.26mm となり、考慮しない場合の 1.35 倍となった。また、坑口部の内空変位は、掘削損傷領域を考慮しない場合は 11.9mm、考慮した場合は 17.4mm となり、考慮しない場合の 1.46 倍となった。図 3-78 において、立坑連接部からの距離 0～0.8m における天端沈下量が急変している部分が現れた。この部分は、図 3-24 と図 3-25 に示されたように、重複して掘削損

傷を受けた領域であり、内空変位の急変はその影響を受けたものと考えられる。

図 3-49 に示した地中変位計の配置方向における岩盤の変位を**図 3-80(1)**～**図 3-80(7)**に示す。いずれの方向においても、掘削損傷領域内（壁面から 80cm）の領域において変位が増加していることがわかる。ただし、増加の程度はあまり大きくない。これは、掘削損傷領域が発生した後の応力解放は 20%しかないことが要因として考えられる。

(3)支保工の挙動

水平坑道 SL から 2.0d 離れた位置における立坑壁面変位を強制変位として、立坑の覆工の応力解析を行った。覆工コンクリートの圧縮応力を**表 3-23** に示す。掘削損傷領域を考慮した場合でも圧縮応力の最大値が発生した場所はほぼ同じであった。また、考慮した場合の圧縮応力の最大値は考慮しない場合の 1.78 倍となり、許容応力度σ_{ca}=9MPa を超えることがわかる。

立坑中心位置から 2.5D 離れた位置における水平坑道の壁面変位を強制変位として、水平坑道の支保工の応力解析を行った。吹付けコンクリートの圧縮応力を**表 3-24** に示す。掘削損傷領域を考慮した場合の圧縮応力の最大値は考慮しない場合の 1.09 倍となったが、許容応力度σ_{ca}=9MPa は超えなかった。

ロックボルトの軸力の算定結果を**表 3-25** に示す。この表より、掘削損傷領域中のロックボルトの軸力が著しく増加していることがわかる。そして、掘削損傷領域を考慮した場合は、両側壁のロックボルト（No.2，No.8）が降伏すると予想された。

3.5.4　2 次元解析結果との比較

本節では、立坑および水平坑道における 3 次元解析と技術資料②の 2 次元解析の結果に関する比較を行った。2 次元解析の結果は連接部の影響がない一般部の結果と解釈できることから、3 次元解析における十分に離れた一般部の結果を比較対象とした。そして、「**3.5.1　岩盤等級の検討**」で示された内空変位の結果から、立坑は**図 3-44** の平面 D における立坑下部掘削完了時（Step3）の結果を比較対象とした。また、水平坑道は**図 3-44** の平面 B における立坑下部掘削完了時（Step3）の結果と比較対象とした。

立坑の解析条件を考慮して、CH 級（Case1）、B 級（Case2）、掘削損傷領域を考慮した CH 級（Case5）を比較対象とする（技術資料②では、これらの解析ケースは Case1、Case2、Case4 に相当する）。また、水平坑道では、CH 級（Case1）を比較対象とする（技術資料②では、この解析ケースは、Case14 に相当する）。

立坑の結果の図化は、いずれの解析ケースも真上から見たもので比較した。

3 次元解析の水平坑道の掘進方向は立坑中心から SW 方向であるが、結果の図化における視線の方向は、水平坑道内から立坑に向かった方向（NE 方向）としている。なお、2 次元解析の水平坑道の掘進方向は立坑から NE 方向となっていることから、ここでの図化の視線の方向は同じ方向（NE 方向）となっている。

(1) 岩盤変位、最大せん断応力、安全率、平均透水係数、平均透水係数増加率

立坑の岩盤変位、安全率、平均透水係数、平均透水係数の増加率を**図 3-81**～**図 3-84** に示す。水平坑道の岩盤変位、安全率、平均透水係数、および平均透水係数の増加率を**図 3-85** に示す。

図 3-81 によると、立坑の変形モードは一致するが、3 次元解析の最大変位量は 5.10～5.99mm と 2 次元解析の 3.9～4.8mm よりも 1.21～1.31 倍増加していることがわかる。**図 3-82** によると、安全率分布には 3 次元解析と 2 次元解析の両者にあまり差は見られない。**図 3-84** から平均透水

係数の増加率の等倍率線を読み取り、5 倍以上増加した領域の幅と最大増加率をまとめて比較したものを**表 3-26** に示す。**表 3-26** によると、3 次元解析の方が、平均透水係数の増加が少ない傾向にあることがわかる。ただし、掘削損傷領域を考慮した場合の最大増加率に関しては、2 次元解析と 3 次元解析に差は見られなかった。

図 3-85 によると、水平坑道の変形モードは一致しているが、3 次元解析の最大変位量は 3.21mm と 2 次元解析の 2.9mm よりも 1.11 倍増加していることがわかる。また、安全率分布はいずれも同じ分布傾向を示し、天端にて低安全率の領域が広がる傾向を示している。

また、**図 3-85** によると、平均透水係数の増加領域の分布形状の傾向は両者とも同じとなった。水平坑道において平均透水係数の最大増加率と 5 倍以上増加した領域の幅を比較したものをまとめて比較したものを**表 3-27** に示すが、この表によると、3 次元解析の方が平均透水係数の増加が少ない傾向にあることがわかる。

3 次元解析は 2 次元解析よりも変形量が多くなったが、この要因としては初期応力と岩盤の等価剛性の変化が挙げられる。しかし、3 次元解析にて用いた初期応力は水平面内の方向・大きさは変わらないが、堆積岩層を上載荷重として考慮したために、鉛直方向の大きさは 2 次元解析で用いた初期応力 [2)]よりも減少している。よって、初期応力による要因は除外され、岩盤の等価剛性の評価の差が挙動の違いに現れたものと考えることができる。つまり、3 次元解析における岩盤の平均ヤング係数は、**式(3-27)**より $\overline{E}$ =20100（MPa）となっているが、2 次元解析 [2)]の立坑における岩盤の平均ヤング係数は $\overline{E}$ =23800（MPa）となって、3 次元解析の方が岩盤の剛性を低めに評価している。

このように、岩盤の剛性に差が現れた理由としては、2 次元解析のためのクラックテンソルモデルと 3 次元解析のためのクラックテンソルモデルの算定方法の考え方が異なっていることが原因と考えられる。すなわち、3 次元解析の場合は、3 次元空間に存在する割れ目の幾何学的特性をクラックテンソルで表して、3 次元の応力－ひずみ関係を導いている。これに対して、2 次元解析の場合は、**図 3-86** に示すように、3 次元空間に存在している割れ目を解析の対象とする断面で切断して、その断面に現れたトレースの幾何学的特性をクラックテンソルで表現し、さらに、平面ひずみの条件を付加して、2 次元の応力－ひずみ関係を導いている。つまり、割れ目の幾何学的特性の取り扱い方が異なるために、同じ幾何学的情報を基にしても、結果的には岩盤の等価剛性は異なるものになったと考えられる。

ここで、3 次元解析における岩盤の等価剛性と 2 次元の平面ひずみ条件における等価剛性を比較してみる。なお、問題を簡単にするために、割れ目の方向分布は 3 次元空間においてランダムであると仮定する。この場合、3 次元空間におけるクラックテンソル F_{ij}、F_{ijkl} は**式(2-4)**、**式(2-5)**、**式(2-7)**、**式(2-8)**より、次のようになる。

$$F_{ij} = F_0 N_{ij} = F_0 \begin{pmatrix} N_{11} & N_{12} & N_{13} \\ & N_{22} & N_{23} \\ sym. & & N_{33} \end{pmatrix} = F_0 \begin{pmatrix} \frac{1}{3} & 0 & 0 \\ & \frac{1}{3} & 0 \\ sym. & & \frac{1}{3} \end{pmatrix} \qquad \text{式(3-49)}$$

$$F_{ijkl} = F_0\, N_{ijkl}$$

$$= F_0 \begin{bmatrix} N_{1111} & N_{1122} & N_{1133} & N_{1123} & N_{1131} & N_{1112} \\ & N_{2222} & N_{2233} & N_{2223} & N_{2231} & N_{2212} \\ & & N_{3333} & N_{3323} & N_{3331} & N_{3312} \\ & & & N_{2323} & N_{2331} & N_{2312} \\ & & & & N_{3131} & N_{3112} \\ sym. & & & & & N_{1212} \end{bmatrix} = F_0 \begin{bmatrix} \frac{1}{5} & \frac{1}{15} & \frac{1}{15} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{5} & \frac{1}{15} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{5} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{15} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{15} & 0 \\ sym. & & & & & \frac{1}{15} \end{bmatrix} \quad \text{式(3-50)}$$

よって、式(2-1)、式(3-49)、式(3-50)より、3 次元解析における岩盤の等価ヤング係数 $\overline{E}$ と等価せん断弾性係数 $\overline{G}$ は、次のようになる。

$$\overline{E} = \frac{1}{M_{1111} + C_{1111}} = \frac{1}{\frac{1}{E} + \left(\frac{1}{5h} + \frac{2}{15g}\right)F_0} \quad \text{式(3-51)}$$

$$\overline{G} = \frac{1}{2M_{1212} + 2C_{1212}} = \frac{1}{\frac{2(1+\nu)}{E} + \left(\frac{4}{15h} + \frac{2}{5g}\right)F_0} \quad \text{式(3-52)}$$

3 次元空間において割れ目の方向がランダムである場合、そのトレースの方向もランダムなものになる。そして、$F_0^{(2)}$ を 2 次元平面上におけるクラックテンソルのトレースとすると、$F_0 = 1.5F_0^{(2)}$ の関係があることから[4)]、2 次元平面上におけるクラックテンソル F_{ij} と F_{ijkl} は、式(2-4)、式(2-5)、式(2-7)、式(2-8)より、以下のようになる。

$$F_{ij} = F_0^{(2)} N_{ij} = F_0^{(2)} \begin{pmatrix} N_{11} & N_{12} & N_{13} \\ & N_{22} & N_{23} \\ sym. & & N_{33} \end{pmatrix} = F_0 \begin{pmatrix} \frac{1}{3} & 0 & 0 \\ & \frac{1}{3} & 0 \\ sym. & & 0 \end{pmatrix} \quad \text{式(3-53)}$$

$$F_{ijkl} = F_0^{(2)} N_{ijkl}$$

$$= F_0^{(2)} \begin{bmatrix} N_{1111} & N_{1122} & N_{1133} & N_{1123} & N_{1131} & N_{1112} \\ & N_{2222} & N_{2233} & N_{2223} & N_{2231} & N_{2212} \\ & & N_{3333} & N_{3323} & N_{3331} & N_{3312} \\ & & & N_{2323} & N_{2331} & N_{2312} \\ sym. & & & & N_{3131} & N_{3112} \\ & & & & & N_{1212} \end{bmatrix} = F_0 \begin{bmatrix} \frac{1}{4} & \frac{1}{12} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ sym. & & & & 0 & 0 \\ & & & & & \frac{1}{12} \end{bmatrix}$$

式(3-54)

ここに、指標 3 は面外方向を示している。

そして、式(3-53)、式(3-54)を式(2-1)に代入して、平面ひずみの条件 $\varepsilon_{33} = \varepsilon_{23} = \varepsilon_{31} = 0$ を考慮すると、2 次元の平面ひずみ条件における応力－ひずみ関係は、以下のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1-\nu^2}{E} + \left(\frac{1}{4h} + \frac{1}{12g}\right)F_0 & \frac{-\nu(1+\nu)}{E} + \left(\frac{1}{12h} - \frac{1}{12g}\right)F_0 & 0 \\ & \frac{1-\nu^2}{E} + \left(\frac{1}{4h} + \frac{1}{12g}\right)F_0 & 0 \\ sym. & & \frac{2(1+\nu)}{E} + \left(\frac{1}{3h} + \frac{1}{3g}\right)F_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix}$$

式(3-55)

式(3-55)より、平面ひずみ条件の 2 次元解析における岩盤の等価ヤング係数 $\overline{E^{(2)}}$ と等価せん断弾性係数 $\overline{G^{(2)}}$ は、以下のように表される。

$$\overline{E^{(2)}} = \frac{1}{\frac{1-\nu^2}{E} + \left(\frac{1}{4h} + \frac{1}{12g}\right)F_0}$$

式(3-56)

$$\overline{G^{(2)}} = \frac{1}{\frac{2(1+\nu)}{E} + \left(\frac{1}{3h} + \frac{1}{3g}\right)F_0}$$

式(3-57)

ここで、式(3-51)と式(3-56)、式(3-52)と式(3-57)を比較してみると、同じ割れ目の幾何学的情報を基にしていながら、剛性は一致しないことがわかる。さらに、岩盤の場合、$h > g$ となっている事例がほとんどであること [12]、ポアソン比 ν は $0 < \nu \leqq 0.5$ であることを考慮すると、割れ目の方向分布がランダムである場合、岩盤の等価剛性は $\overline{E} < \overline{E^{(2)}}$ 、$\overline{G} < \overline{G^{(2)}}$ となり、3 次元解析の方が岩盤の剛性を低めに評価することがわかる。

本解析における割れ目の方向分布は、必ずしも、ランダムなものとは言えないが、クラックテンソルの値を見てみると、特定の方向に強く偏ったものではなく、比較的、ランダムな場合の値に近いと言える。したがって、3 次元解析と 2 次元解析ではクラックテンソルの算定方法が異なること、割れ目の方向分布がランダムに近いことの要因が合わされて、3 次元解析では、2 次元

解析のときよりも岩盤の剛性を低めに評価したものと考えることができる。

(2)支保工の挙動

立坑の覆工コンクリートにおける最大圧縮応力を比較したものを**表 3-28** に示す。この表によると、3 次元解析のいずれのケースにおいても覆工コンクリートの圧縮応力は増加傾向にあり、1.31～1.80 倍に増加している。また、水平坑道の吹付けコンクリートにおける最大圧縮応力を比較したものを**表 3-29** に示す。この表より、3 次元解析は 2 次元解析よりも 1.19 倍に増加していることがわかる。さらに、水平坑道のロックボルトの最大軸力を比較したものを**表 3-30** に示す。ロックボルトも同様に 2 次元解析よりも 1.15 倍に増加していることがわかる。これら支保部材の応力が 2 次元解析よりも増加した要因としては、3 次元解析のほうが岩盤の変形量が大きくなったことが挙げられる。

3.5.5 解析結果のまとめ

岩盤等級がB→CH→CL級と変化すると、解析結果は以下のように変化した。

- 岩盤の変位、内空変位、天端沈下量は増加した。基本ケース（CH 級）の値に対して、立坑の一般部の内空変位は 0.85～2.2 倍、連接部の立坑内空変位は 0.85～2.2 倍となった。また、水平坑道の一般部の内空変位は 0.85～2.2 倍、連接部（坑口部）の水平坑道の内空変位は 0.84～2.5 倍となった。
- 岩盤の最大せん断応力、安全率に大きな差は見られなかった。
- 支保工に発生する応力は増加する傾向を示した。すなわち、立坑の覆工コンクリートの最大圧縮応力は基本ケースに対して、0.85～2.74 倍となり、CL 級では許容応力度を超えた。また、吹付けコンクリートの最大圧縮応力は基本ケースの 0.88～3.19 倍となり、CL 級では許容応力度を超えた。さらに、CL 級のロックボルトの最大軸力は CH 級の 2.93 倍となった。
- 平均透水係数の増加率や増加領域の幅に大きな差は見られなかった。

岩盤等級の違いによって平均透水係数や平均透水係数の増加率に違いは見られなかった。これは、仮想割れ目モデルのパラメータがいずれの岩盤等級においても同じものを用いていること、岩盤の応力もいずれの岩盤等級においてもあまり差がなかったことによるものと考えられる。

一般部と連接部の挙動については、以下のような結果となった。

- 連接部の変位は一般部よりも増加した。ただし、いずれの岩盤等級においても、連接部における立坑の内空変位は一般部の 1.1 倍の増加となっていて、岩盤等級による増加の程度に差は見られなかった。また、連接部（坑口部）における水平坑道の内空変位も 1.9～2.2 倍の増加となった。
- いずれの岩盤等級においても、水平坑道 SL 位置から 2.0d（d：水平坑道代表径=3.5m）以上離れると、立坑の内空変位は一般部と 4%以下の差となり、連接部の影響はほとんど見られなかった。また、立坑中心位置から 2.5D（D：立坑掘削径=7.3m）以上離れると、水平坑道の内空変位は一般部と 5%以下の差となり、連接部の影響はほとんど見られなかった。
- 水平坑道掘削時の立坑周辺岩盤の変位の挙動を見てみると、水平坑道に対して 90°離れた位置まで影響が及んでいることがわかった。

水平坑道の掘削ステップの細分化によって、岩盤変位、最大せん断応力、安全率、平均透水係

数などの解析結果には、差は見られなかった。これは、本解析で用いたクラックテンソルモデルでは、割れ目の挙動を線形バネとしてモデル化したことにより、岩盤を異方線形弾性体として解析したためである。今後、割れ目のモデル化において、載荷・除荷過程の経路依存性や剛性の応力依存性などの非線形挙動を考慮すれば、掘削ステップの細分化による違いがでてくることも考えられる。

掘削損傷領域の有無を考慮することにより、解析結果は以下のように変化した。

・岩盤の変位、内空変位は増加した。基本ケース（掘削損傷領域を考慮しない）の値に対して、立坑一般部の内空変位は 1.07 倍、連接部の立坑内空変位は 1.05 倍となった。また、水平坑道の一般部の内空変位は 1.35 倍、連接部（坑口部）の水平坑道の内空変位は 1.46 倍となった。
・最大せん断応力、安全率に大きな差は見られなかった。
・支保工に発生する応力は増加した。すなわち、立坑の覆工コンクリートの最大圧縮応力は、考慮しない場合の 1.78 倍に増加し、許容応力度を超えた。また、水平坑道の吹付けコンクリートの最大圧縮応力は 1.09 倍に増加したが、許容応力度は超えなかった。また、ロックボルトの最大軸力は 4.52 倍に増加し、降伏荷重を超えた。
・平均透水係数の増加率や増加領域の幅は著しく変化した。基本ケースの立坑の最大増加率は 7 倍、水平坑道一般部の側壁では 15 倍、底盤で 9 倍に対して、掘削損傷領域を考慮した場合、立坑一般部の最大増加率は 348 倍、水平坑道一般部の側壁で 393 倍、底盤で最大 384 倍となった。

これは、掘削損傷領域の剛性低下によって、岩盤の壁面変位は増加し、それに伴って支保工の応力が増加したものと考えることができる。また、掘削損傷領域の剛性低下を新規の割れ目が壁面平行方向に発生したものとして取り扱ったことから、掘削による応力解放により掘削損傷領域中の新規の割れ目に作用していた垂直応力がほとんどなくなったことが、透水性の著しい増加につながったものと考えられる。

2 次元解析の結果と比較した結果、以下のような違いが見られた。

・立坑において変形モードは同じになったが、最大変位量は 3 次元解析のほうが 1.21～1.31 倍増加していることがわかった。また、水平坑道も変形モードは同じになったが、最大変位量は 3 次元解析の方が 1.11 倍増加していることがわかった。
・岩盤の変形量の増加に伴って、支保工部材に発生した応力は増加した。すなわち、立坑の覆工コンクリートの最大圧縮応力は 1.31～1.80 倍、水平坑道の吹付けコンクリートの最大圧縮応力は 1.19 倍、ロックボルトの最大軸力は 1.15 倍となった。
・立坑および水平坑道において、平均透水係数増加領域の分布形状の傾向は、両者とも同じとなったが、3 次元解析の方が平均透水係数の増加が少ない傾向となった。ただし、掘削損傷領域を考慮した場合の最大増加率には差は見られなかった。

変形量が増加したことに関して、3 次元解析では岩盤の剛性を 0.84 倍と低めに評価したことが原因と考えられる。

4. おわりに

本報告は、MIU 計画における第 1 段階までの調査結果・成果を用いて深度 500m 付近を対象とし、今後の調査・研究計画策定のための基礎的な情報を得ることを目的として実施したクラックテンソルモデルと仮想割れ目モデルによる研究坑道の 3 次元掘削影響予測解析結果をまとめたものである。また本報告書は、将来的には第 2 段階における最新の調査結果を用いて、実測値と比較することで岩盤力学モデルや予測解析結果の妥当性を確認・検証し、解析手法の適用性を評価するための基礎情報となるものである。

解析においては、MIZ-1 号孔で実施された原位置試験結果や岩芯を利用した室内試験を基にして構築した瑞浪超深地層研究所用地の岩盤力学モデルと正馬様用地における既存の調査結果を合わせて、立坑、水平坑道、およびそれら連接部を含む領域を対象とした掘削影響解析に必要なパラメータを設定した。その後、これらのパラメータを用いてクラックテンソルモデルによる 3 次元応力解析を行い、その応力状態を用いて仮想割れ目モデルによる透水性変化解析を行った。また、3 次元応力解析の壁面変位を基にして、支保工の応力解析も行った。そして、解析結果を基にして、岩盤等級、水平坑道掘削ステップの細分化の有無、掘削損傷領域の有無など解析条件の違いによる岩盤や支保工の挙動の違いについて検討を行った。さらに、本 3 次元解析の結果と平成 16 年度に実施した 2 次元解析 [2)]の結果と比較を行った。

その結果、以下のような知見が得られた。

1）岩盤等級が B，CH，CL と変化すると、岩盤の変位、内空変位、天端沈下量は増加し、基本ケース（CH 級）に対して、立坑の内空変位は一般部、および連接部のいずれにおいても、0.85～2.2 倍となった。水平坑道の一般部の内空変位は 0.85～2.2 倍、連接部の内空変位は 0.84～2.5 倍となった。また、支保工の応力も増加し、基本ケースに対して、立坑の覆工の最大圧縮応力は 0.85～2.74 倍となり、水平坑道の吹付けコンクリートの最大圧縮応力は 0.88～3.19 倍、ロックボルトの最大軸力は 2.93 倍となった。ただし、岩盤の最大せん断応力、安全率、平均透水係数の増加率、増加領域の大きさについては、ほとんど変化が見られなかった。

2）連接部の変位は一般部よりも増加した。ただし、いずれの岩盤等級においても、連接部における立坑の内空変位は一般部の 1.1 倍の増加となっており、増加の程度に岩盤等級による差は見られなかった。また、水平坑道 SL 位置から 2.0d（d：水平坑道の代表径）以上離れると、内空変位に連接部の影響はほとんど見られなかった。さらに、連接部における水平坑道の内空変位は一般部の 1.9～2.2 倍となり、立坑中心位置から 2.5D（D：立坑掘削径）以上離れると、水平坑道の内空変位に連接部の影響はほとんど見られなくなった。

3）水平坑道の掘削ステップの細分化によって、岩盤の変位、最大せん断応力、安全率、平均透水係数などの解析結果に差は見られなかった。これは、本解析で用いたクラックテンソルモデルでは、割れ目の挙動を線形バネとしてモデル化したことにより、岩盤を異方線形弾性体として扱ったためである。

4）掘削損傷領域を考慮すると、岩盤の変位や内空変位は増加し、基本ケース（掘削損傷領域を考慮しない）に対して、立坑一般部の内空変位は 1.07 倍、連接部の立坑内空変位は 1.05 倍に増加した。また、水平坑道の一般部の内空変位は 1.35 倍、連接部の内空変位は 1.46 倍となっ

た。また、支保工の応力も増加し、立坑の覆工の最大圧縮応力は 1.78 倍となり、水平坑道の吹付けコンクリートの最大圧縮応力は 1.09 倍、ロックボルトの最大軸力は 4.52 倍となった。さらに、平均透水係数の最大増加率や増加領域の幅は著しく変化し、基本ケースの立坑では最大増加率は 7 倍であったが、掘削損傷領域を考慮した場合は 348 倍になった。水平坑道の側壁では 15 倍が、掘削損傷領域を考慮した場合は 393 倍、底盤では 9 倍が、384 倍と大幅な増加を示した。

5）2 次元解析と比較した結果、立坑および水平坑道ともに変形モードは同じになったが、3 次元解析の最大変位量は、立坑の場合、1.21～1.31 倍となった。また、水平坑道では 1.11 倍に増加したことがわかった。これは、3 次元解析では、岩盤の剛性を 2 次元解析のときの 0.84 倍と低めに評価されたことが要因と考えられる。

本検討では、基本的には MIZ-1 号孔における調査や試験によって得られたデータを基にして、解析に必要なパラメータを設定して解析を行った。また、幾つかのパラメータに関しては、仮定した値を用いたものがある。したがって、したがって、今後の第 2 段階、第 3 段階の研究において、原位置での試験や観察により仮定した値の妥当性を検証する必要がある。また、原位置計測で求められるデータと本解析結果を比較し、クラックテンソルモデル・仮想割れ目モデルの妥当性や適用性を検討していくことが必要である。

クラックテンソルモデル・仮想割れ目モデルによる坑道掘削影響解析に関する今後の課題を以下に示す。

1）既存の割れ目の寸法分布

割れ目の寸法分布はクラックテンソルを求める際に必要なパラメータであるが、本解析では、岩盤に既に存在している割れ目のトレース長については、既存の観測結果を基にして設定した。したがって、今後、坑道の壁面観察結果から、その妥当性を検証する必要がある

2）掘削損傷領域のパラメータ

本検討では、掘削損傷領域の影響を考慮するために、その領域に生じた割れ目の方向分布や密度などの幾何学的パラメータについて文献を参考にして設定したものもある。よって、今後の研究でそれらの情報を取得することが望ましい。

すなわち、本解析では、新規の割れ目に対して、壁面平行に発生したものと仮定して解析を行った。一方、岩盤のはぎ取り調査による観測例[21),22)]では、掘削損傷領域に生じる割れ目にはある程度、方向性があることが示されている。よって、今後の調査で研究坑道掘削後に発破後の破断面近傍の岩盤を機械的な方法ではぎ取り、発破によって発生した割れ目を目視観察し、その結果を基にして、その方向分布や寸法分布を定量的に評価することが望ましい。

3）割れ目の水理学的な連結性

本解析において、掘削損傷領域に生じた新規の割れ目の連結性は既存の割れ目と同等として取り扱った。しかし、堀田ら[23)]が実施した底盤透水試験結果によると、掘削損傷領域に生じた割れ目は水理学的な連結性が低いことが示唆されており､本解析結果は過大評価になる可能性がある。よって、より現実的な予測を目指すためには、今後同様の底盤透水試験を行うときに、既存の割れ目と新規の割れ目にどの程度の差があるのかを定量的に評価する必要がある。

４）原位置計測との比較による検証

設計・解析に用いる構成則等のモデルに対して原位置での計測値と比較することにより、その妥当性や適用性を検証することは非常に重要である。特に透水性については、幾何的な開口幅と水理学的な開口幅とは異なること[例えば,24),25)]が知られており、その関係の把握も必要な課題と考えられる。

今後は、超深地層研究所計画の第３段階において計画されている、掘削影響試験で得られる岩盤の変位計測や透水試験などのデータを基にして、今回用いたモデルの妥当性や適用性の評価を行っていく予定である。

参考文献

1) 郷家光男，堀田政國，多田浩幸：“掘削損傷領域を考慮したクラックテンソル・仮想割れ目モデルによる坑道掘削影響解析”，サイクル機構技術資料（契約業務報告書 清水建設株式会社），JNC TJ7400 2004-007（2004）.

2) 郷家光男，堀田政國，若林成樹，中谷篤史：“クラックテンソル・仮想割れ目モデルによる瑞浪超深地層研究所研究坑道の掘削影響予測解析”，サイクル機構技術資料（契約業務報告書 清水建設株式会社），JNC TJ7400 2005-058（2005）.

3) M. Oda : “An experimental study of the elasticity of mylonite rock with random cracks”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol.25, No.2, pp.59~69（1988）.

4) M. Oda : “A method for evaluating the representative elementary volume based on joint survey of rock masses”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.25, pp.440-447（1988）.

5) 山辺正，原夏生，小田匡寛：“クラックテンソルによる節理性岩盤の弾性変形解析と入力パラメーターの決定に関する研究”，土木学会論文集，No.382/III-7，pp.121~130（1987）.

6) 石井卓，郷家光男，桜井英行，里優，木下直人，菅原健太郎：“仮想割れ目モデルによる空洞周辺岩盤の透水性変化予測手法”，土木学会論文集，No.715／III-60，pp.237~250（2002）.

7) 例えば，ドミニコ，P.A.，シュワルツ，F.W.：“地下水の科学Ⅰ－地下水の物理と科学－”，地下水の科学研究会訳，土木工学社，pp.68（1995）.

8) 多田浩幸，木下直人，若林成樹：“岩石割れ目の透水係数と応力の関係を用いた空洞周辺岩盤の透水特性変化の予測手法”, 第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.139~144（1994）.

9) 森孝之，森川誠司，田部井和人，岩野圭太：“研究坑道掘削に伴う坑道周辺岩盤への力学的影響評価解析”，サイクル機構技術資料（契約業務報告書　鹿島建設株式会社），JNC TJ7400 2002-007（2002）.

10) 大津宏康，西山哲，土山富広，中井亮太朗，澤田淳，山田直之，坂本和彦，内田雅大：“我が国の岩盤における亀裂特性とそのモデル化に関する研究　－亀裂モデルの信頼性評価手法の開発－（先行基礎工学分野における共同研究 最終報告書）”，サイクル機構技術資料（京都大学大学院　核燃料サイクル開発機構共同研究），JNC TY8400 2001-004（2001）.

11) 中間茂雄，中島貴弘，青木俊朗，佐藤稔紀：DH-2 号孔の岩芯を用いた力学特性調査結果，サイクル機構技術資料，JNC TN7400 2003-003（2003）.

12) Bandis, S. C., Lumsden, A. C., Barton, N. R. : “Fundamentals of rock joint deformation”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol.20, No.6, pp.249-268（1983）.

13) Bandis, S. C., Lumsden, A. C., Barton, N. R. :“Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol.18, pp.1-21（1981）.

14) 小田匡寛，鈴木健一郎：“クラック・テンソルによる不連続性岩盤のモデル化に関する研究”，第 15 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.96-100（1983）.

15) 土木学会：“2002 年制定　コンクリート標準示方書［構造性能照査編］”，pp.28-29（2002）.

16) 日本鉄道建設公団：“NATM 設計施工指針”，pp.335-337（1996）.

17) 日本鉄道建設公団：“NATM 設計施工指針”，pp.91-94（1996）.
18) 日本道路公団：“設計要領　第三集　トンネル”，pp.101-107（1997）.
19) 土木学会：“2002 年制定　コンクリート標準示方書［構造性能照査編］”，pp.242-245（2002）
20) 土木学会：“高強度コンクリート設計施工指針（案）”，コンクリート・ライブラリー　第 47 号，pp.21～24（1980）.
21) 手塚昌信，蓮井昭則，工藤洋三，中川浩二：“発破による爆破点近傍の岩盤の損傷に関する一考察”，土木学会論文集，No.602/VI-40，pp.139～144（1998）.
22) 前田信行, 石原輝行, 佐藤稔紀, 杉原弘造：“き裂観察による坑道周辺の掘削損傷領域の評価”，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集，III-B53，pp.106~107（1999）.
23) 堀田政國，木下直人，松井裕哉，杉原弘造：“坑道底盤の坑軸方向透水性の計測”，第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.166~170（1999）.
24) Olsson R, Barton R. : “An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 38(3), pp.317-329（2001）.
25) 井上純哉，金亨穆：“変形に伴う単一亀裂の透水性の変化に対する統計的手法の適用”，土木学会論文集，No.743/III-64，pp.189～197（2003）.

表 3-1　解析ケース

解析ケース	深度(m)	岩盤等級	解析ステップ	掘削損傷領域の有無	備考
Case1	GL-500	CH	図 3-1 参照	なし	基本ケース
Case2		B			岩盤等級を変化
Case3		CL			
Case4		CH	図 3-2 参照		掘削過程の影響を考慮
Case5			図 3-1 参照	あり	掘削損傷領域を考慮

表 3-2　支保工部材の断面力算定方法

	部　材	モデル化	作用外力	出力
立坑	覆　工	2 次元 ソリッド要素	立坑掘削において、解放力 80%作用させた後の変位増分を強制変位として、モデル外周に作用させる。	覆工の応力
	鋼製支保工	2 次元 ビーム要素	同上	鋼製支保工の応力
水平坑道	吹付け コンクリート	2 次元 ソリッド要素	水平坑道掘削において、解放力 60%作用させた後の変位増分を強制変位として、モデル外周に作用させる。	吹付けコンクリートの応力
	鋼製支保工	2 次元 ビーム要素	同上	鋼製支保工の応力
	ロックボルト	棒部材	ロックボルト周辺の節点の変位増分を内挿して、ロックボルトの変位増分を求める。	ロックボルトの軸力（軸応力）

表 3-3　岩盤基質部の弾性係数

岩盤等級	弾性係数（GPa）	ポアソン比
B	50.3	0.27
CH	55.8	0.27
CL	20.9	0.24

表 3-4　岩盤の粘着力と内部摩擦角

岩盤等級	岩盤の粘着力 C（MPa）	内部摩擦角 ϕ（°）
B	39.3	52.6
CH	34.3	52.4
CL	25.2	30.1

表 3-5　初期応力

深度（m）	水平面内[注)]			鉛直応力 σ_Z（MPa）
	最大主応力 SH（MPa）	最小主応力 Sh（MPa）	最大主応力の方向 ψ（°）	
GL-500	21.3	11.7	-45	11.8

※）圧縮：正

注）厳密には，ボーリング孔軸に直交する平面内である。

表 3-6　MIZ-1 号孔における透水係数の深度別整理

深度（m）	透水係数 k_{int}（m/s）
GL-110～-300	9.17×10^{-5}
GL-300～-600	2.25×10^{-8}
GL-600～-1000	2.26×10^{-9}
GL-1000～-1300	5.22×10^{-10}

表 3-7　岩盤等級別の割れ目の頻度

岩盤等級	B	CH	CL
割れ目の数（個）	338	423	183
ボーリング孔の延長（m）	420	360	80
割れ目の頻度（個/m）	0.805	1.18	2.29
割れ目の頻度の比率（CH 級を 1 として）	0.628	1.00	1.94

表 3-8　各岩盤等級のクラックテンソルのトレース

深度（計算に使用した深度別データ）	GL-500m（GL-300～-600m）		
岩盤等級	B	CH	CL
割れ目の数（個）		187	
割れ目に交わるスキャンラインの延長（m）		300	
$N^{(q)}$		0.623	
$<\lvert \boldsymbol{n}\cdot\boldsymbol{q}\rvert>$		0.534	
$<t>$		0.83	
$<t^2>$		0.89	
F_0	1.00	1.47	2.85

×0.682　　×1.94

表 3-9　GL-500m におけるクラックテンソル

岩盤等級	$\begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} & F_{13} \\ & F_{22} & F_{23} \\ sym. & & F_{33} \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} F_{1111} & F_{1122} & F_{1133} & F_{1123} & F_{1131} & F_{1112} \\ & F_{2222} & F_{2233} & F_{2223} & F_{2231} & F_{2212} \\ & & F_{3333} & F_{3323} & F_{3331} & F_{3312} \\ & & & F_{2323} & F_{2331} & F_{2312} \\ sym. & & & & F_{3131} & F_{3112} \\ & & & & & F_{1212} \end{bmatrix}$
B	$\begin{bmatrix} 2.96E-1 & -4.44E-2 & 2.02E-3 \\ & 3.91E-1 & 8.49E-2 \\ sym. & & 3.16E-1 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 1.56E-1 & 8.89E-2 & 5.11E-2 & 2.61E-2 & -5.68E-3 & -1.72E-2 \\ & 2.27E-1 & 7.48E-2 & 5.09E-2 & -4.58E-3 & -2.08E-2 \\ & & 1.90E-1 & 7.85E-3 & 1.23E-2 & -6.41E-3 \\ & & & 7.48E-2 & -6.41E-3 & -4.58E-3 \\ sym. & & & & 5.11E-2 & 2.61E-2 \\ & & & & & 8.89E-2 \end{bmatrix}$
CH	$\begin{bmatrix} 4.33E-1 & -6.51E-2 & 2.96E-3 \\ & 5.73E-1 & 1.25E-1 \\ sym. & & 4.64E-1 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 2.28E-1 & 1.30E-1 & 7.49E-2 & 3.83E-2 & -8.32E-3 & -2.52E-2 \\ & 3.33E-1 & 1.10E-1 & 7.47E-2 & -6.71E-3 & -3.05E-2 \\ & & 2.79E-1 & 1.15E-2 & 1.80E-2 & -9.40E-3 \\ & & & 1.10E-1 & -9.40E-3 & -6.71E-3 \\ sym. & & & & 7.49E-2 & 3.83E-2 \\ & & & & & 1.30E-1 \end{bmatrix}$
CL	$\begin{bmatrix} 8.40E-1 & -1.26E-1 & 5.75E-3 \\ & 1.11E+0 & 2.42E-1 \\ sym. & & 9.00E-1 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 4.42E-1 & 2.53E-1 & 1.45E-1 & 7.43E-2 & -1.61E-2 & -4.88E-2 \\ & 6.46E-1 & 2.13E-1 & 1.45E-1 & -1.30E-2 & -5.92E-2 \\ & & 5.42E-1 & 2.23E-2 & 3.49E-2 & -1.82E-2 \\ & & & 2.13E-1 & -1.82E-2 & -1.30E-2 \\ sym. & & & & 1.45E-1 & 7.43E-2 \\ & & & & & 2.53E-1 \end{bmatrix}$

表 3-10　GL-500m における天然割れ目の垂直剛性に関するパラメータの算定結果

	A	r	a	b	σ_n	δnl	H	h^P
No.	cm^2	mm	mm/MPa	1/MPa	MPa	mm	MPa/mm	MPa
天然割れ目								
1	22.35	53.35	0.029	0.376	14.9	0.064	231.4	12346
2	33.77	65.57	0.028	0.891	14.9	0.029	505.8	33167
3	29.80	61.60	0.069	0.702	14.9	0.090	166.2	10240
4	31.30	63.13	0.014	0.959	14.9	0.014	1097.6	69290
5	29.69	61.48	0.448	4.173	14.9	0.106	141.1	8674
6	33.80	65.60	0.054	1.349	14.9	0.038	391.3	25667
7	33.33	65.14	0.101	1.699	14.9	0.057	261.8	17054
8	32.69	64.52	0.009	0.255	14.9	0.028	531.0	34263
9	34.51	66.29	0.062	0.804	14.9	0.071	208.5	13822
10	31.19	63.02	0.235	1.374	14.9	0.163	91.4	5761
11	47.73	77.96	0.092	1.178	14.9	0.074	201.3	15696
12	42.27	73.36	0.004	0.030	14.9	0.043	344.1	25244
13	32.02	63.85	0.006	0.151	14.9	0.027	543.9	34731
14	32.81	64.63	0.041	0.712	14.9	0.053	279.8	18083
15	31.82	63.65	0.034	0.347	14.9	0.083	180.2	11469
16	46.28	76.76	0.047	1.010	14.9	0.044	340.8	26162
17	33.73	65.53	0.018	0.298	14.9	0.048	307.7	20160
18	32.72	64.54	0.099	0.790	14.9	0.115	129.5	8360
19	25.55	57.04	0.027	0.390	14.9	0.059	251.8	14360
20	31.85	63.68	0.042	0.572	14.9	0.066	226.8	14441
21	58.56	86.35	0.010	0.328	14.9	0.026	567.7	49024
22	31.58	63.41	0.021	0.606	14.9	0.032	466.8	29601
設定値								22600

表 3-11　GL-500m における天然割れ目のせん断剛性の算定結果

	A	r	u_p	JRC	JCS	ϕ_r	σ_n	τ_{max}	G	g^P
No.	cm²	mm	mm		MPa	deg	MPa	MPa	MPa/mm	MPa
天然割れ目										
1	22.35	53.35	0.5972	9.17	46.80	26.47	14.9	8.96	15.00	800
2	33.77	65.57	0.0150	2.82	47.69	26.63	14.9	7.94	529.33	34708
3	29.80	61.60	0.8347	10.09	39.85	25.24	14.9	8.45	10.12	623
4	31.30	63.13	0.0491	9.20	48.58	26.77	14.9	9.13	185.95	11739
5	29.69	61.48	0.0419	7.01	52.80	27.38	14.9	9.03	215.51	13250
6	33.80	65.60	0.0837	10.74	47.21	26.43	14.9	9.24	110.39	7242
7	33.33	65.14	0.2971	12.25	35.93	22.31	14.9	7.59	25.55	1664
8	32.69	64.52	0.1847	12.99	48.41	24.50	14.9	9.01	48.78	3147
9	34.51	66.29	0.4706	9.63	38.45	22.81	14.9	7.52	15.98	1059
10	31.19	63.02	0.0625	9.86	43.67	23.73	14.9	8.03	128.48	8097
11	47.73	77.96	0.0100	14.25	46.08	24.13	14.9	9.00	900.00	70164
12	42.27	73.36	0.9161	14.55	54.06	25.32	14.9	9.85	10.75	789
13	32.02	63.85	0.0281	10.87	49.94	24.63	14.9	8.72	310.32	19814
14	32.81	64.63	0.0693	7.74	61.84	26.26	14.9	8.97	129.44	8366
15	31.82	63.65	0.4167	9.78	51.64	24.94	14.9	8.68	20.83	1326
16	46.28	76.76	0.0983	10.44	51.40	24.90	14.9	8.78	89.32	6856
17	33.73	65.53	0.0682	8.70	58.61	25.84	14.9	8.96	131.38	8609
18	32.72	64.54	0.0806	10.03	44.23	24.06	14.9	8.19	101.61	6558
19	25.55	57.04	0.1075	9.64	47.17	24.52	14.9	8.38	77.95	4446
20	31.85	63.68	0.0459	11.62	51.20	25.14	14.9	9.08	197.82	12597
21	58.56	86.35	0.0963	15.44	47.60	24.62	14.9	9.46	98.23	8482
22	31.58	63.41	0.2374	15.34	66.57	29.22	14.9	12.15	51.18	3245
設定値										10600

表 3-12　GL-500m における人工割れ目の垂直剛性に関するパラメータの算定結果

	A	r	a	b	σ_n	δnl	H	h^B
No.	cm²	mm	mm/MPa	1/MPa	MPa	mm	MPa/mm	MPa
人工割れ目								
3-2	65.80	91.53	0.109	2.638	14.9	0.040	370.4	33907
8	66.33	91.90	0.225	3.950	14.9	0.056	266.1	24458
11	66.41	91.96	0.223	3.202	14.9	0.068	218.5	20093
設定値								26200

表 3-13　GL-500m における人工割れ目のせん断剛性の算定結果

	A	r	u_p	JRC	JCS	ϕ_r	σ_n	τ_{max}	G	g^B
No.	cm²	mm	mm		MPa	deg	MPa	MPa	MPa/mm	MPa
人工割れ目										
1	66.42	91.97	0.6060	31.85	22.57	18.63	14.9	6.75	11.14	1024
5	66.17	91.79	0.3340	25.23	32.04	20.17	14.9	8.11	24.28	2229
3-2	65.80	91.53	0.3950	35.70	34.86	20.89	14.9	10.08	25.51	2335
8	66.33	91.90	1.3090	25.85	65.45	25.61	14.9	13.52	10.33	949
11	66.41	91.96	0.5460	27.48	81.20	27.69	14.9	16.51	30.23	2780
設定値										1860

表 3-14　掘削損傷領域に発生した新規割れ目の
クラックテンソルのトレース

適用箇所	F_0^B
立坑	3.866
水平坑道	3.963

表 3-15　新規に発生した割れ目に
対応する仮想割れ目の密度

適用部位	ρ^B（個/m³）
立坑	518
水平坑道	531

表 3-16　立坑の支保工仕様と物性値

		B 級	CH 級	CL 級	備考
覆工	厚さ（mm）	400			
	設計基準強度 f'_{ck}（MPa）	24		40	
	ヤング係数（MPa）[15]	2.5×10^4		3.1×10^4	
	ポアソン比[15]	0.2			
鋼製支保工	寸法	－		H-125×125	
	設置間隔(mm)	－		延長方向：1300	
	材質	－		SS400	
	ヤング係数（MPa）[16]	－		2.1×10^5	

※）鋼製支保工は一般部のパターン

表 3-17　水平坑道の支保工仕様と物性値

		B 級	CH 級	CL 級	備考
吹付けコンクリート	厚さ（mm）	30	50	100	
	設計基準強度 f'_{ck}（MPa）[16]	18		36	
	ヤング係数（MPa）[16]	3.4×10^3			
	ポアソン比 [15]	0.2			
ロックボルト	長さ（mm）	－	1500		
	打設間隔（mm）	－	周方向：3000 延長方向：1500 （1.5m あたり 2.5 本）	周方向：1000 延長方向：1000 （1.0m あたり 9 本）	CH 級は延長方向に千鳥配置
	材質・呼径	－	SD345，D25		降伏荷重: 120.5kN[18]
	ヤング係数（MPa）[16]	－	2.1×10^5		
	断面積（mm^2/本）[17]	－	5.07×10^2		
鋼製支保工	寸法	－	－	H-100×100	
	設置間隔（mm）	－	－	延長方向：1000	
	材質	－	－	SS400	
	ヤング係数（MPa）[17]	－	－	2.1×10^5	

表 3-18　岩盤等級による影響　覆工コンクリートの圧縮応力

要素番号	CH 級（Case1）	B 級（Case2）	CL 級（Case3）
1	2.33	1.96	6.14
2	2.95	2.49	7.90
3	3.83	3.21	10.31
4	4.79	4.04	12.87
5	5.90	4.94	16.07
6	7.43	6.23	20.20
7	8.21	6.94	22.49
8	8.05	6.83	22.12
9	6.96	5.94	19.17
10	5.30	4.54	14.46
11	4.20	3.61	11.54
12	3.33	2.88	9.22
13	2.62	2.26	7.06
14	2.21	1.88	5.82
15	2.33	1.96	6.14
16	2.95	2.48	7.90
17	3.84	3.23	10.28
18	4.82	4.02	12.87
19	5.90	4.93	16.07
20	7.43	6.25	20.24
21	8.21	6.94	22.52
22	8.05	6.84	22.12
23	6.96	5.93	19.15
24	5.32	4.54	14.64
25	4.18	3.61	11.45
26	3.33	2.88	9.05
27	2.60	2.26	7.08
28	2.20	1.88	5.83
許容応力度　σ_{ca}	9	9	14
最大値	8.21	6.94	22.52
許容応力度を超えた要素	－	－	5，6，7，8，9，10，19，20，21，22，23，24

※）圧縮：正、単位は MPa

表 3-19　立坑（CL 級）の鋼製支保工の圧縮応力

要素番号	端点 1　(MPa)	端点 2　(MPa)
29	39.91	39.92
30	49.54	49.54
31	62.14	62.14
32	77.31	77.30
33	94.81	94.81
34	117.95	117.95
35	131.32	131.31
36	129.01	129.02
37	112.67	112.68
38	84.98	84.97
39	70.04	70.04
40	56.52	56.50
41	45.08	45.08
42	38.09	38.08
43	39.84	39.86
44	49.68	49.68
45	61.87	61.88
46	77.31	77.30
47	94.81	94.81
48	118.25	118.25
49	131.38	131.38
50	129.15	129.15
51	112.11	112.11
52	86.58	86.58
53	69.77	69.78
54	55.11	55.10
55	45.08	45.08
56	38.16	38.15
許容応力度　σ_{sa}	135	135
最大値	131.38	131.38
許容応力度を超えた要素	－	－

※）圧縮：正、単位は MPa

表 3-20　岩盤等級による影響　吹付けコンクリートの圧縮応力

要素番号	CH 級（Case1）	B 級（Case2）	CL 級（Case3）
1	4.91	4.33	15.60
2	4.90	4.34	15.66
3	-0.07	-0.05	-0.35
4	-0.07	-0.05	-0.35
5	0.02	0.02	0.14
6	0.02	0.02	0.14
7	0.27	0.25	0.55
8	0.26	0.25	0.53
9	0.72	0.62	1.58
10	0.72	0.62	1.62
11	1.19	1.02	2.72
12	1.19	1.01	2.69
13	1.69	1.42	3.86
14	1.69	1.43	3.86
15	2.11	1.76	4.78
16	2.11	1.76	4.82
17	2.35	1.97	5.37
18	2.35	1.96	5.37
許容応力度　σ_{sa}	7	7	13
最大値	4.91	4.34	15.66
許容応力度を超えた要素	－	－	1，2

※）圧縮：正、単位は MPa

表 3-21　水平坑道鋼製支保工（CL 級）の最外縁の応力

要素番号	端点 1　(MPa)	端点 2　(MPa)
45	235.24	197.73
46	-17.21	14.82
47	3.70	-1.72
48	37.18	45.10
49	95.05	96.68
50	152.59	153.50
51	221.25	217.35
52	274.93	272.84
53	306.12	305.22
54	306.35	305.50
55	273.03	270.55
56	220.34	217.86
57	156.08	157.75
58	94.29	92.93
59	36.94	46.30
60	4.71	-1.20
61	-16.69	16.06
62	237.57	199.54
許容応力度　σ_{sa}	135	135
最大値	306.35	305.50
許容応力度を超えた要素	45，50，51，52，53，54，55，56，57，62	

※）圧縮：正

表 3-22　岩盤等級による影響　水平坑道のロックボルトの軸力

ボルト番号	深度	要素番号	軸力(kN/本)	
			CH 級 (Case1)	CL 級 (Case3)
No.1	0m-0.2m	1		113.00
	0.2m-0.4m	2		83.00
	0.4m-0.6m	3		65.30
	0.6m-0.8m	4		54.40
	0.8m-1.2m	5		44.70
	1.2m-1.5m	6		36.30
No.2	0m-0.2m	7	37.90	84.40
	0.2m-0.4m	8	38.90	86.50
	0.4m-0.6m	9	37.50	83.20
	0.6m-0.8m	10	34.80	77.30
	0.8m-1.2m	11	30.10	66.80
	1.2m-1.5m	12	24.60	54.60
No.3	0m-0.2m	13		78.70
	0.2m-0.4m	14		71.90
	0.4m-0.6m	15		65.10
	0.6m-0.8m	16		58.90
	0.8m-1.5m	17		42.90
No.4	0m-0.2m	18	33.70	74.30
	0.2m-0.4m	19	24.90	54.90
	0.4m-0.6m	20	19.10	42.20
	0.6m-0.8m	21	15.20	33.50
	0.8m-1.5m	22	9.12	20.00
No.5	0m-0.2m	23	31.70	69.50
	0.2m-0.4m	24	21.10	46.30
	0.4m-0.6m	25	14.80	32.30
	0.6m-0.8m	26	10.70	23.40
	0.8m-1.2m	27	6.96	15.20
	1.2m-1.5m	28	4.13	8.93
No.6	0m-0.2m	29	35.00	76.90
	0.2m-0.4m	30	26.10	57.20
	0.4m-0.6m	31	20.10	44.00
	0.6m-0.8m	32	15.90	34.80
	0.8m-1.5m	33	9.40	20.60
No.7	0m-0.2m	34		76.50
	0.2m-0.4m	35		70.00
	0.4m-0.6m	36		63.60
	0.6m-0.8m	37		57.70
	0.8m-1.5m	38		42.60
No.8	0m-0.2m	39	37.80	84.10
	0.2m-0.4m	40	38.70	86.20
	0.4m-0.6m	41	37.30	83.00
	0.6m-0.8m	42	34.70	77.20
	0.8m-1.2m	43	30.10	66.80
	1.2m-1.5m	44	24.70	54.80
No.9	0m-0.2m	45		114.00
	0.2m-0.4m	46		84.90
	0.4m-0.6m	47		67.10
	0.6m-0.8m	48		55.90
	0.8m-1.2m	49		45.50
	1.2m-1.5m	50		36.60
降伏荷重　T_y（kN/本）			120.5	120.5
最大値			38.90	114.00
降伏荷重を超えたロックボルト			－	－

※）引張：正

表 3-23　掘削損傷領域の有無による影響　覆工コンクリートの圧縮応力

要素番号	掘削損傷領域なし （Case1）	掘削損傷領域あり （Case5）
1	2.33	0.37
2	2.95	1.61
3	3.83	3.68
4	4.79	6.05
5	5.90	9.22
6	7.43	12.75
7	8.21	14.63
8	8.05	14.29
9	6.96	11.94
10	5.30	8.44
11	4.20	5.30
12	3.33	3.36
13	2.62	1.42
14	2.21	0.33
15	2.33	0.36
16	2.95	1.59
17	3.84	3.81
18	4.82	5.91
19	5.90	9.20
20	7.43	12.74
21	8.21	14.61
22	8.05	14.28
23	6.96	11.93
24	5.32	8.43
25	4.18	5.30
26	3.33	3.35
27	2.60	1.41
28	2.20	0.32
許容応力度　σ_{ca}	9	9
最大値	8.21	14.63
許容応力度を超えた要素	－	5，6，7，8，9，19，20，21，22，23

※）圧縮：正、単位は MPa

表 3-24　掘削損傷領域の有無による影響　吹付けコンクリートの圧縮応力

要素番号	掘削損傷領域なし （Case1）	掘削損傷領域あり （Case5）
1	4.91	5.37
2	4.90	5.35
3	-0.07	0.83
4	-0.07	0.83
5	0.02	0.57
6	0.02	0.56
7	0.27	0.63
8	0.26	0.64
9	0.72	1.06
10	0.72	1.09
11	1.19	1.78
12	1.19	1.82
13	1.69	2.80
14	1.69	2.75
15	2.11	3.66
16	2.11	3.59
17	2.35	4.11
18	2.35	4.07
許容応力度　σ_{sa}	7	7
最大値	4.91	5.37
許容応力度を 超えた要素	－	－

※）圧縮：正、単位は MPa

表 3-25　掘削損傷領域の有無による影響　ロックボルトの軸力

ボルト番号	深度	要素番号	軸力(kN/本)	
			損傷領域なし (Case1)	損傷領域あり (Case5)
No.2	0m-0.2m	7	37.90	176.00
	0.2m-0.4m	8	38.90	172.00
	0.4m-0.6m	9	37.50	164.00
	0.6m-0.8m	10	34.80	155.00
	0.8m-1.2m	11	30.10	32.40
	1.2m-1.5m	12	24.60	29.90
No.4	0m-0.2m	18	33.70	113.00
	0.2m-0.4m	19	24.90	73.30
	0.4m-0.6m	20	19.10	53.70
	0.6m-0.8m	21	15.20	41.40
	0.8m-1.5m	22	9.12	8.23
No.5	0m-0.2m	23	31.70	93.80
	0.2m-0.4m	24	21.10	47.60
	0.4m-0.6m	25	14.80	28.80
	0.6m-0.8m	26	10.70	17.90
	0.8m-1.2m	27	6.96	6.06
	1.2m-1.5m	28	4.13	2.82
No.6	0m-0.2m	29	35.00	115.00
	0.2m-0.4m	30	26.10	74.50
	0.4m-0.6m	31	20.10	54.40
	0.6m-0.8m	32	15.90	41.90
	0.8m-1.5m	33	9.40	8.66
No.8	0m-0.2m	39	37.80	176.00
	0.2m-0.4m	40	38.70	172.00
	0.4m-0.6m	41	37.30	164.00
	0.6m-0.8m	42	34.70	155.00
	0.8m-1.2m	43	30.10	32.00
	1.2m-1.5m	44	24.70	29.70
降伏荷重　T_y（kN/本）			120.5	120.5
最大値			38.90	176.0
降伏荷重を超えたロックボルト			－	No.2，No.8

※）引張：正

表 3-26　立坑における透水性変化の比較

	3 次元解析		2 次元解析	
	最大増加率（倍）	5 倍以上増加した領域の幅（m）	最大増加率（倍）	5 倍以上増加した領域の幅（m）
CH 級	6.8	0.3	14.0	0.7
B 級	6.9	0.3	14.3	0.7
CH 級（掘削損傷領域有り）	348	0.8	343	1.3

表 3-27　水平坑道における透水性変化の比較

	3 次元解析				2 次元解析			
	側壁		底盤		側壁		底盤	
	最大増加率（倍）	5 倍以上増加した領域の幅（m）	最大増加率（倍）	5 倍以上増加した領域の幅（m）	最大増加率（倍）	5 倍以上増加した領域の幅（m）	最大増加率（倍）	5 倍以上増加した領域の幅（m）
CH 級	14.8	0.5	9.0	0.5	40.3	0.75	20.3	0.6

表 3-28　立坑の覆工コンクリートにおける最大圧縮応力の比較

	3 次元解析（MPa）	2 次元解析（MPa）
CH 級	8.21	5.98
B 級	6.94	5.28
CH 級（掘削損傷領域有り）	14.63	8.11

表 3-29　水平坑道の吹付けコンクリートにおける最大圧縮応力の比較

	3 次元解析（MPa）	2 次元解析（MPa）
CH 級	4.91	4.14

表 3-30　水平坑道のロックボルトにおける最大軸力の比較

	3 次元解析（kN/本）	2 次元解析（kN/本）
CH 級	38.9	33.6

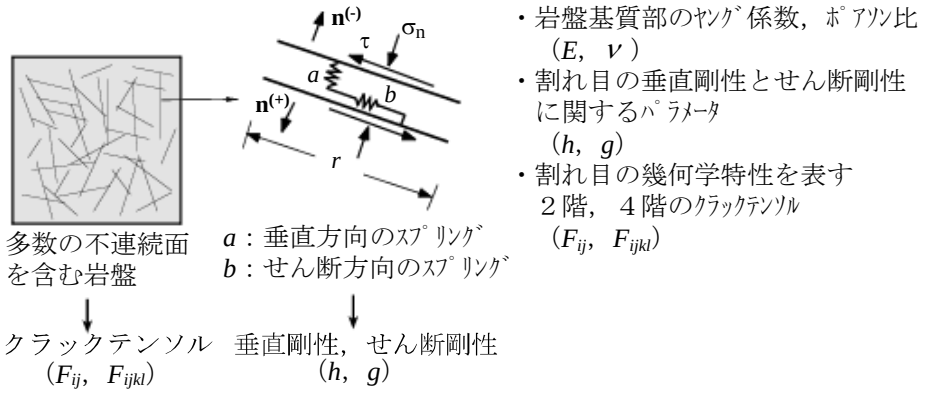


図 2-1　クラックテンソルモデルの概要 3)-5)

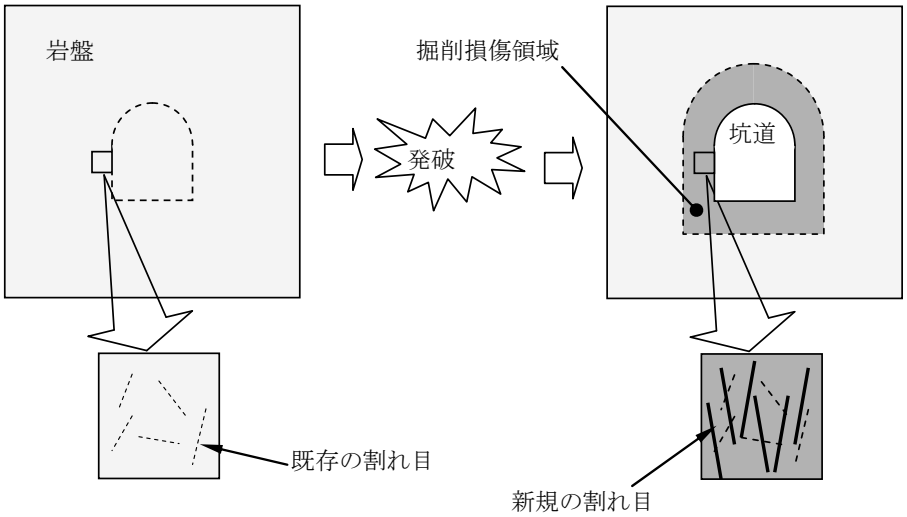


図 2-2　掘削損傷領域の形成の概念

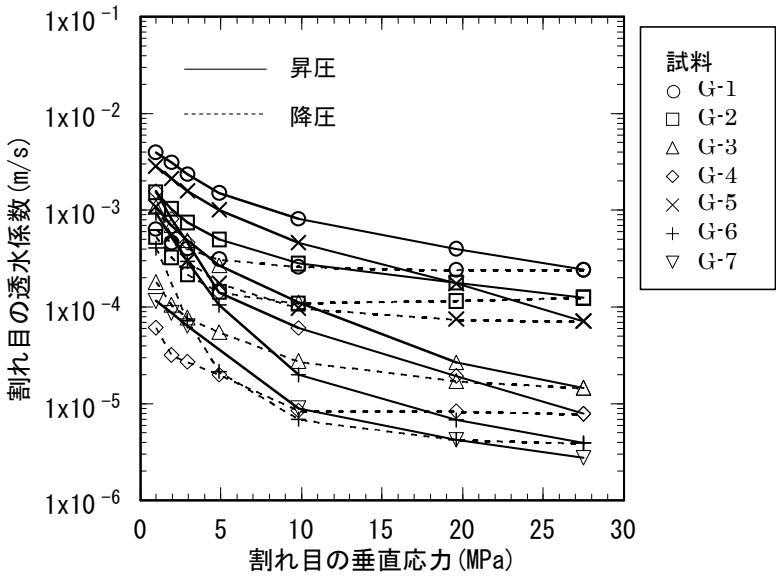
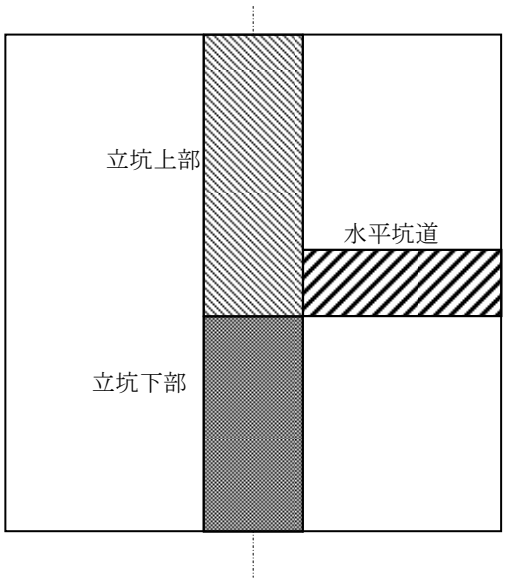


図 2-3　室内試験による割れ目の垂直応力－透水係数関係 8)



※掘削損傷領域を考慮しない場合の掘削順序

Step1：立坑上部を一括掘削

Step2：水平坑道を一括掘削

Step3：立坑下部を一括掘削

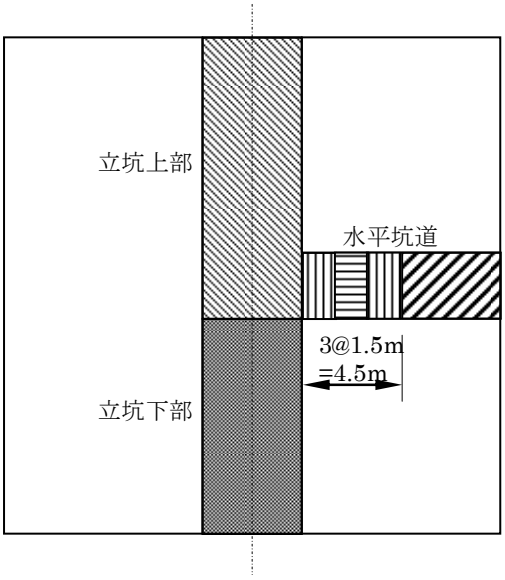
※掘削損傷領域を考慮する場合の掘削順序

Step1：立坑上部を一括掘削（応力解放率：80%）
立坑上部に掘削損傷領域の物性を設定
残り 20%の解放力を作用

Step2：水平坑道を一括掘削（応力解放率：60%）
水平坑道に掘削損傷領域の物性を設定
残りの 40%の解放力を作用

Step3：立坑下部を一括掘削（応力解放率：80%）
立坑下部に掘削損傷領域の物性を設定
残り 20%の解放力を作用

図 3-1　一括掘削による解析ステップ



※掘削順序

Step1：立坑上部を一括掘削

Step2-1：水平坑道を 1.5m 掘削

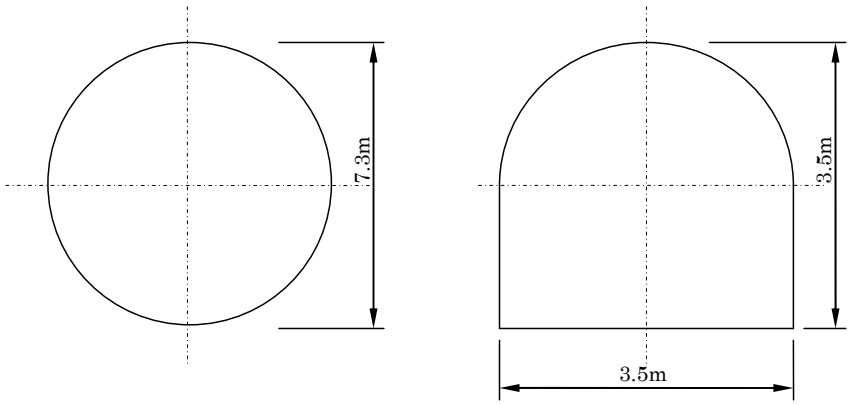
Step2:2：水平坑道を 1.5m 掘削

Step2-3：水平坑道を 1.5m 掘削

Step2-4：残りの水平坑道を一括掘削

Step3：立坑下部を一括掘削

図 3-2　連接部近傍において水平坑道の実際の掘削過程を考慮した場合の解析ステップ



(a) 立坑　　(a) 水平坑道

図 3-3　坑道形状

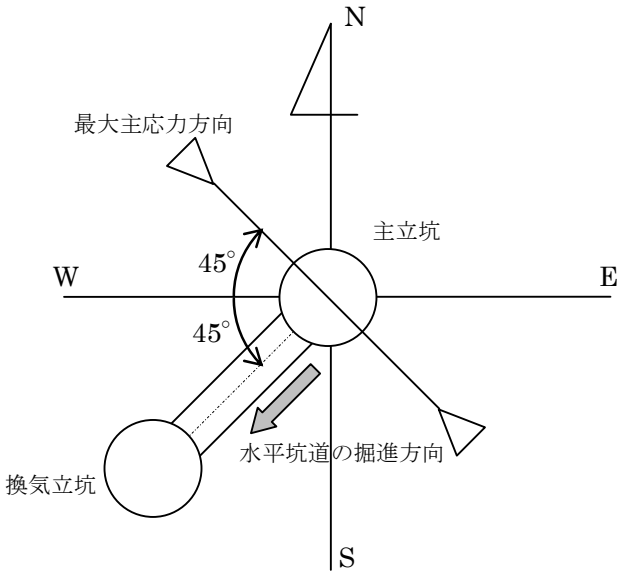


図 3-4　水平坑道の掘進方向

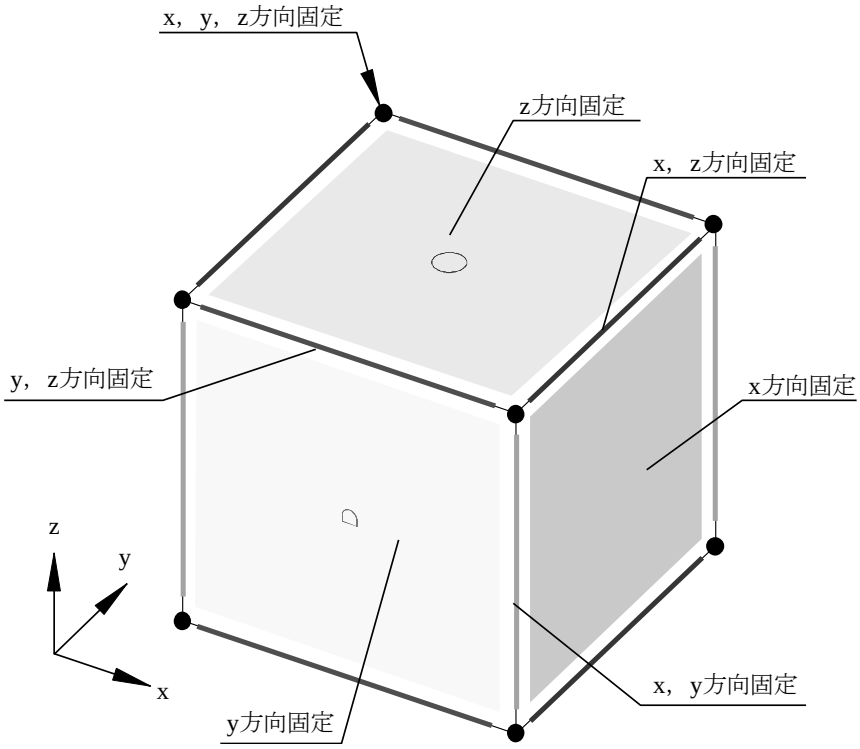


図 3-5　境界条件

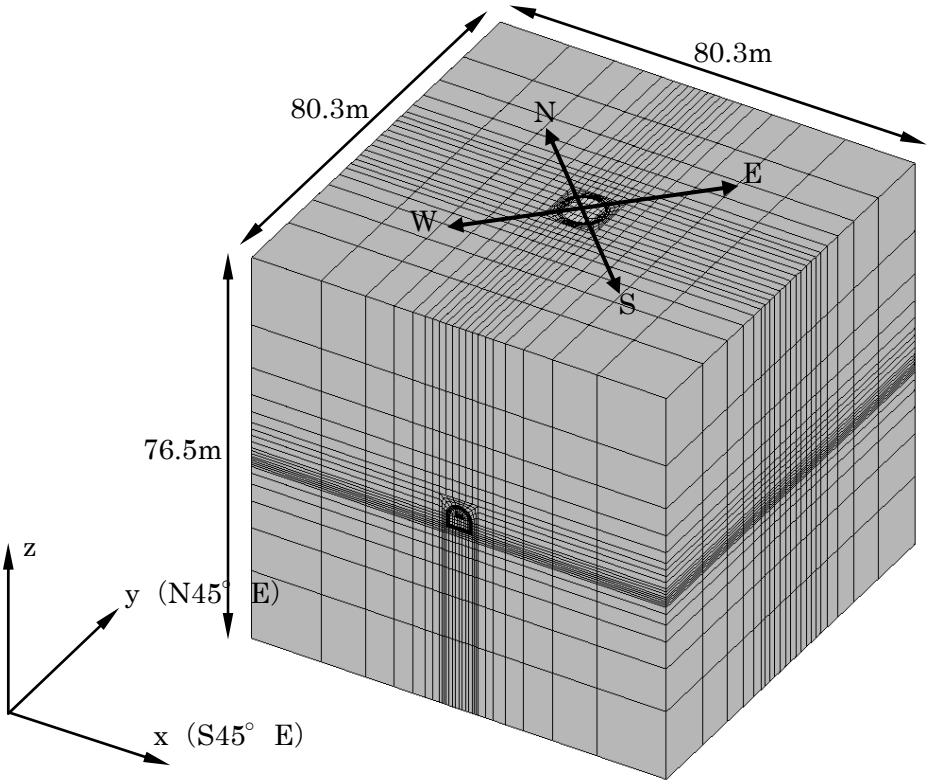


図 3-6　解析メッシュ全体図

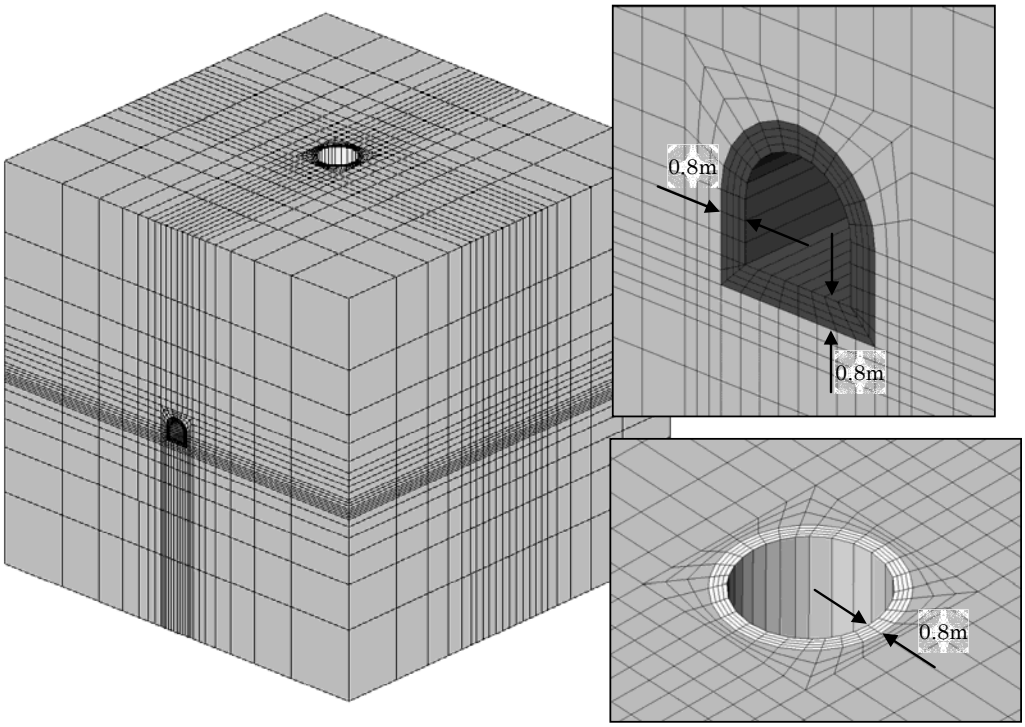


図 3-7　掘削部を除いたメッシュ図

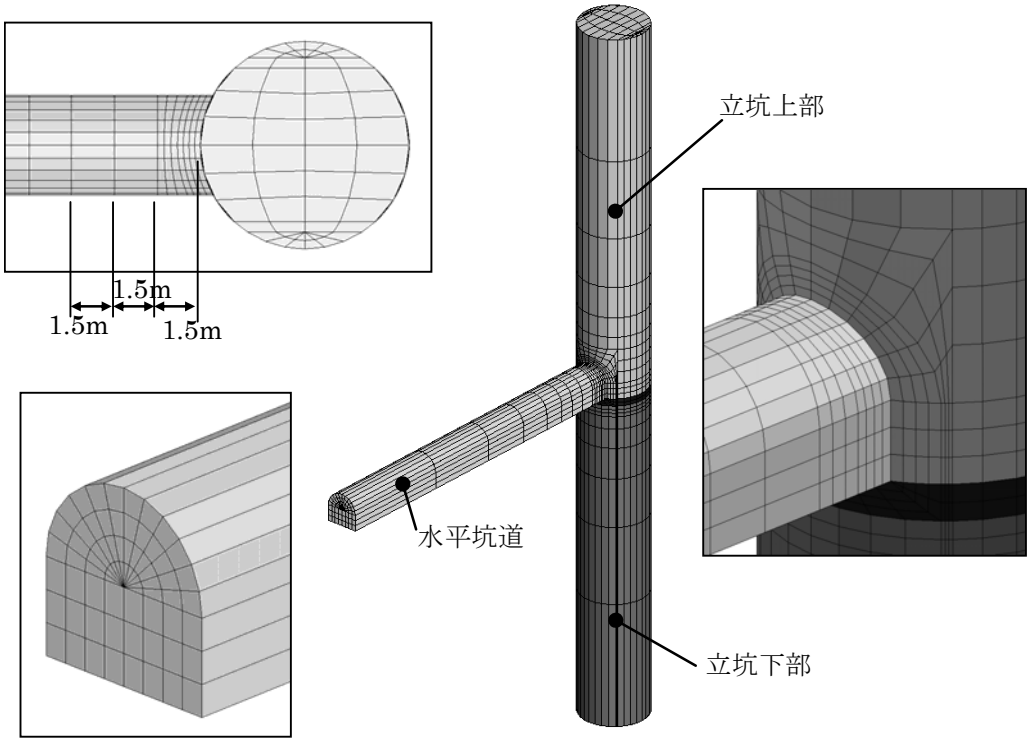
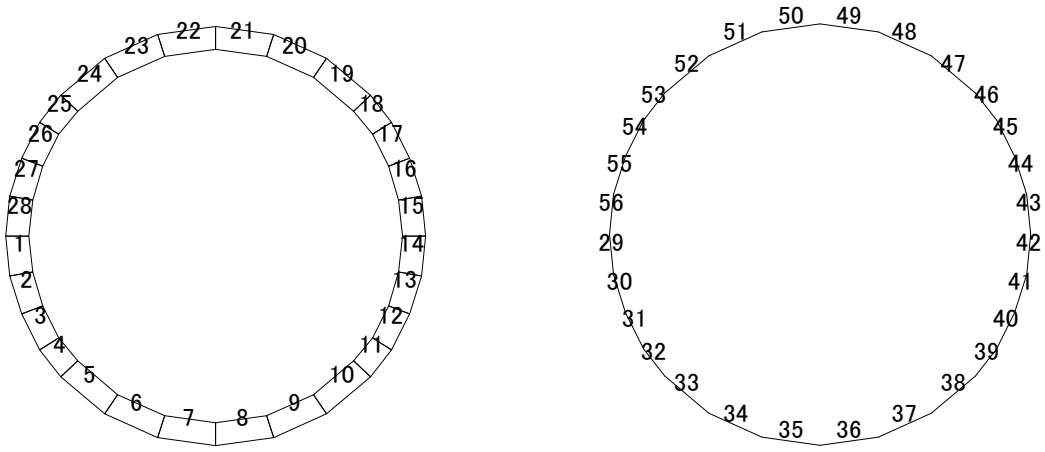
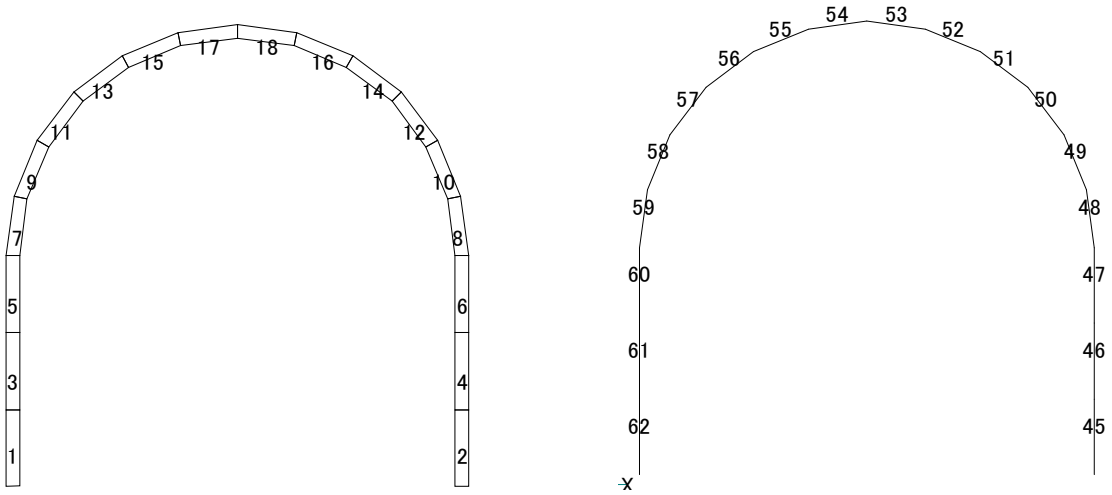


図 3-8　立坑・水平坑道掘削部全体図



(a) 吹付けコンクリート　　(b) 鋼製支保工

図 3-9　立坑の覆工コンクリートと鋼製支保工の要素番号



(a) 吹付けコンクリート　　(b) 鋼製支保工

図 3-10　水平坑道の吹付けコンクリートと鋼製支保工の要素番号

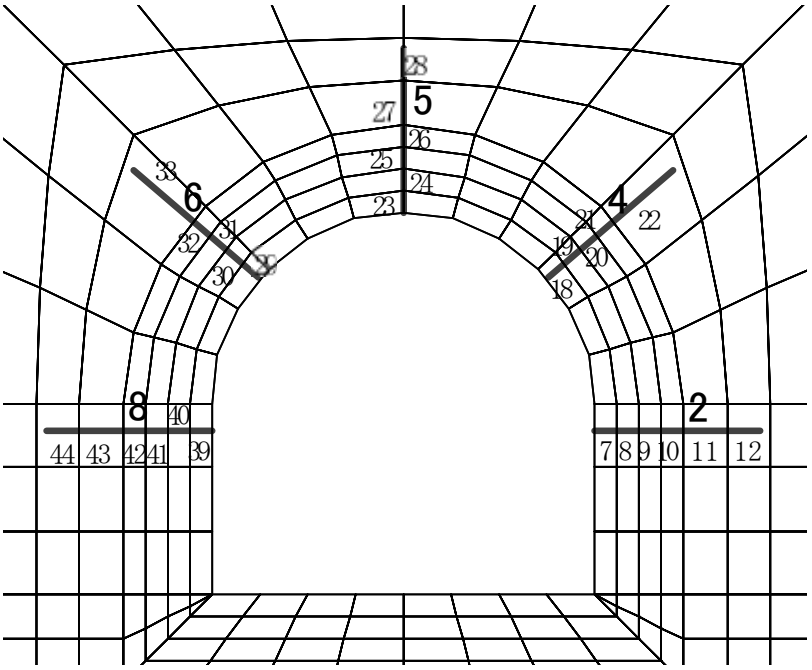


図 3-11　CH 級の水平坑道のロックボルトの要素番号

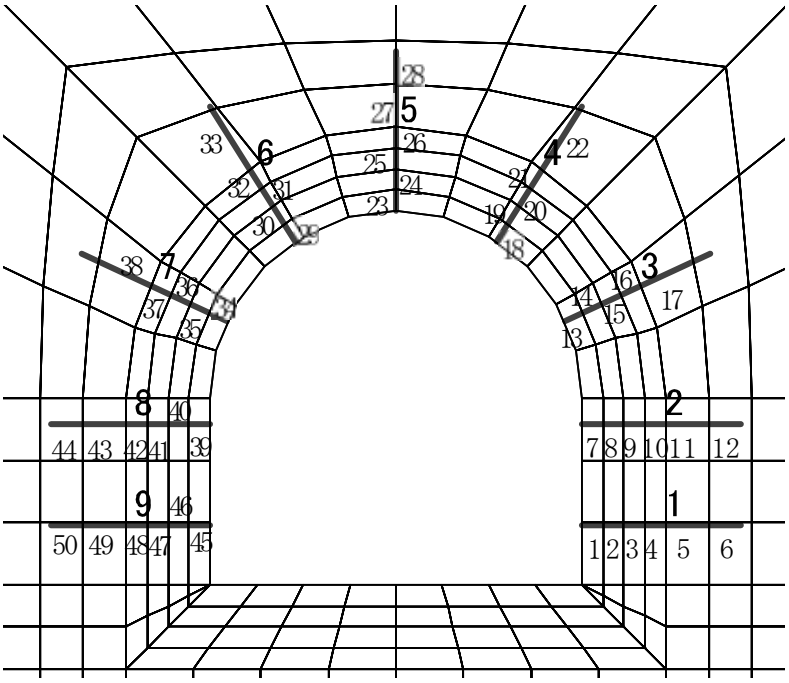


図 3-12　CL 級の水平坑道のロックボルトの要素番号

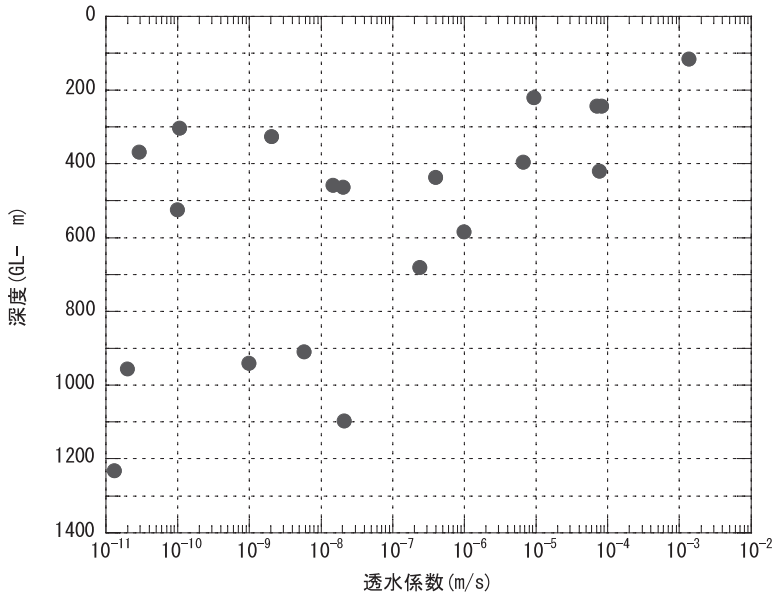
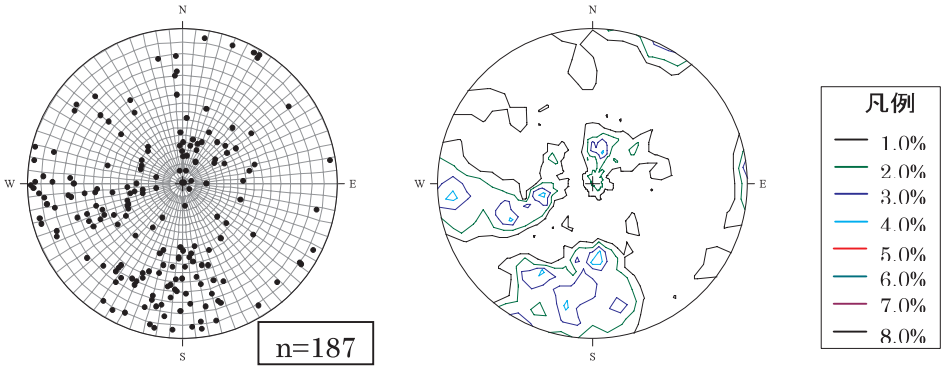


図 3-13　MIZ-1 号孔における透水試験結果



(a) プロット図　　(b) 頻度分布図

図 3-14　GL-300～-600m における割れ目の方向のステレオネット（下半球投影）

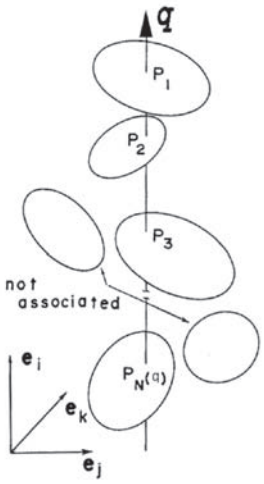


図 3-15　スキャンラインとそれに交わる割れ目

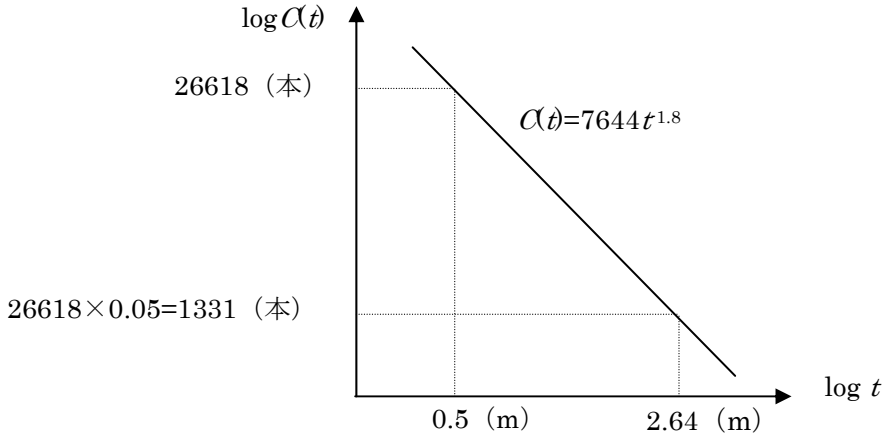


図 3-16　トレース長の最大値の設定法

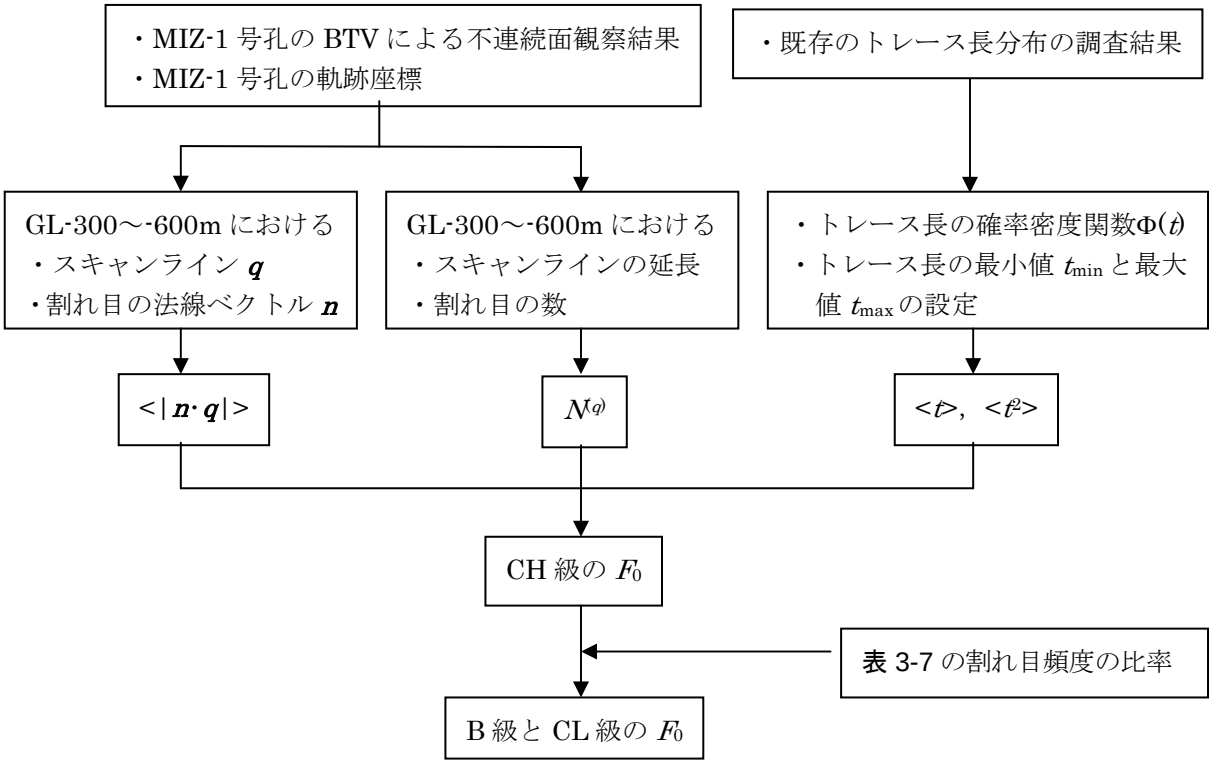


図 3-17　クラックテンソルのトレース F_0 の算定フロー

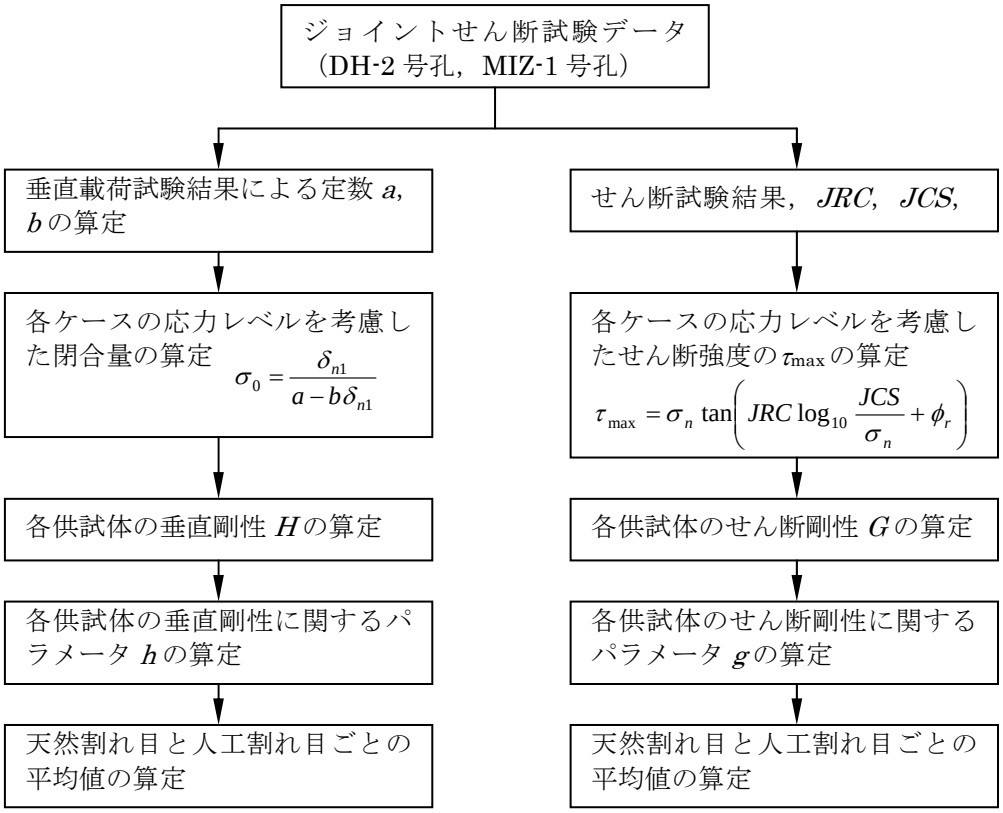


図 3-18　垂直剛性とせん断剛性の設定フロー

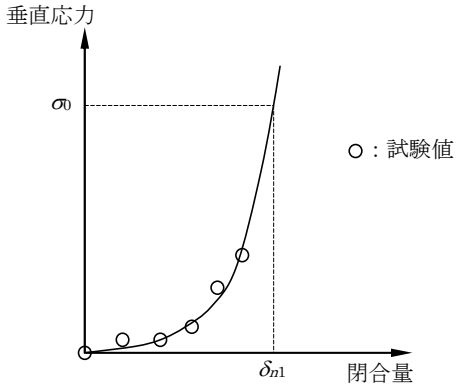


図 3-19　垂直応力－閉合量関係のモデル

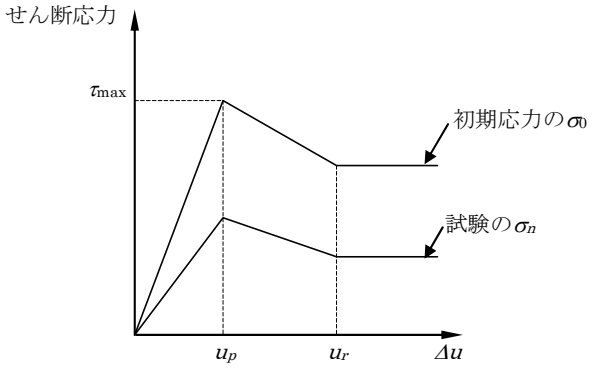


図 3-20　せん断応力－せん断変位関係のモデル

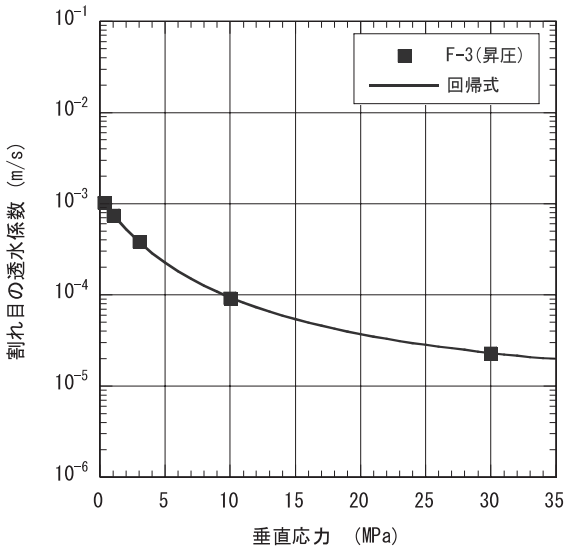


図 3-21　既存の割れ目に対応する仮想割れ目の垂直応力ー透水係数関係

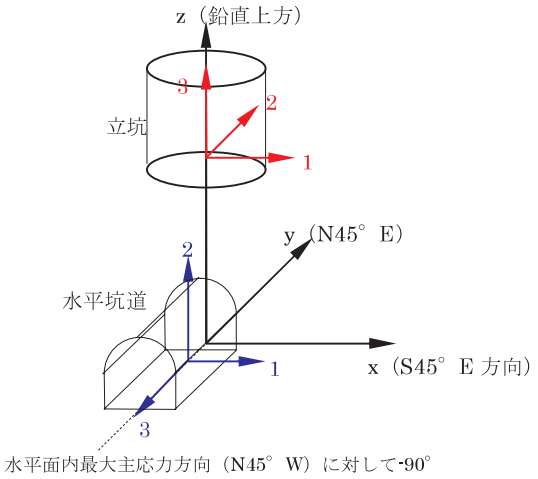


図 3-22　立坑と水平坑道の局所座標系

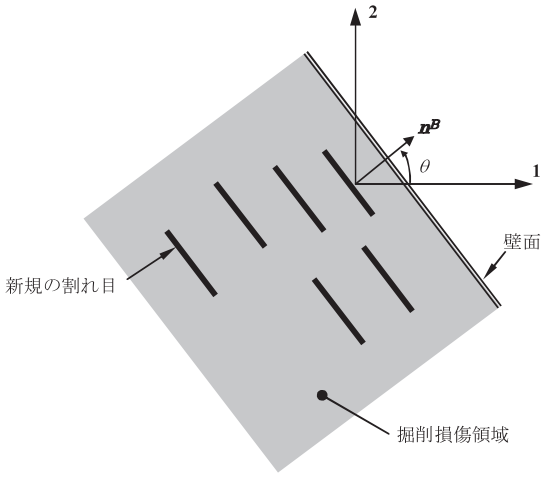


図 3-23　掘削損傷領域において壁面平行方向に発生した新規の割れ目

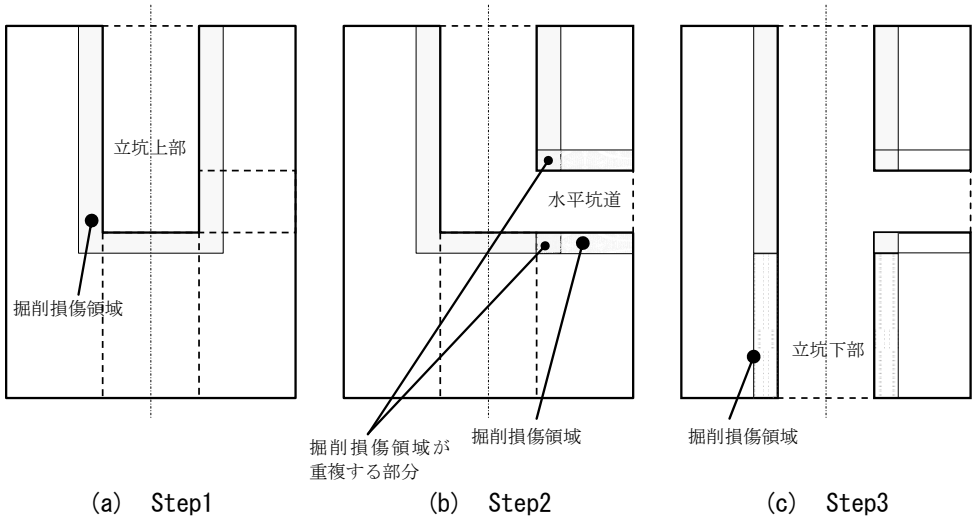


図 3-24　Case5 における掘削損傷領域の発生場所

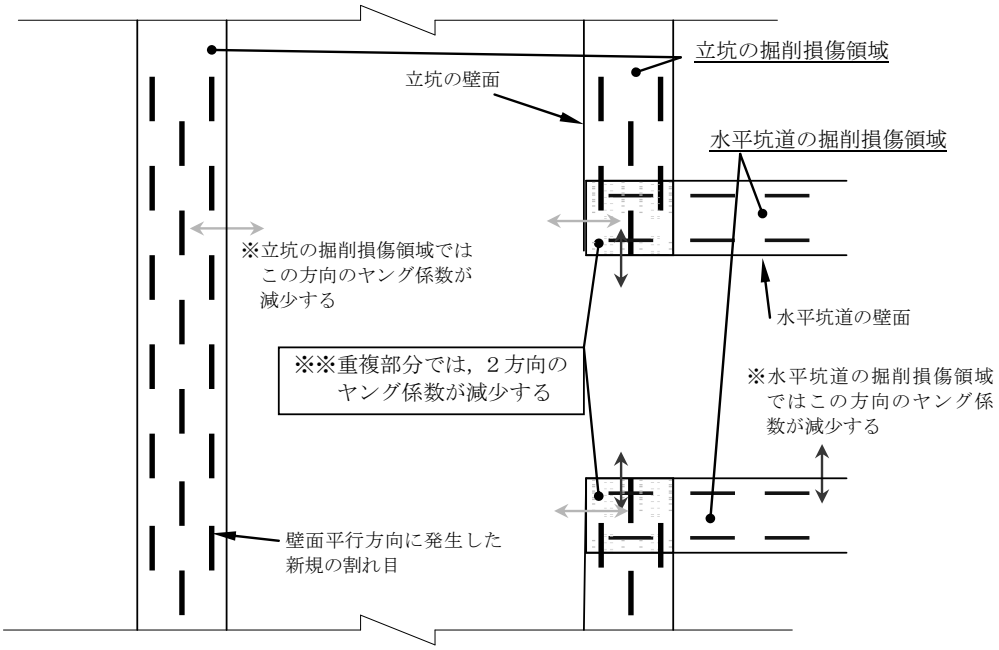


図 3-25　連接部における掘削損傷領域の概念

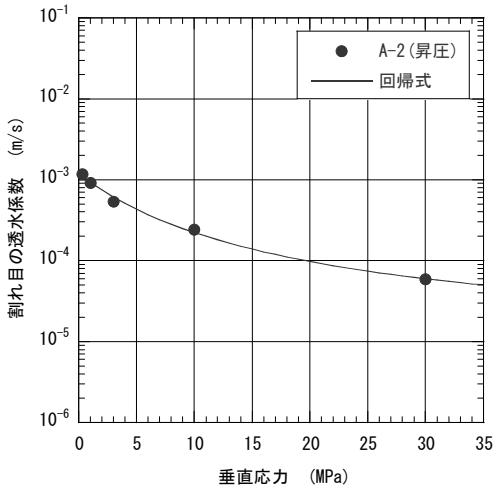


図 3-26　新規の割れ目に対応する仮想割れ目の垂直応力ー透水係数関係

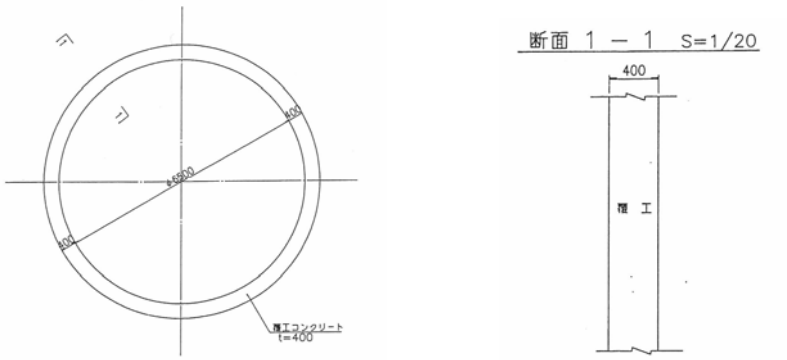
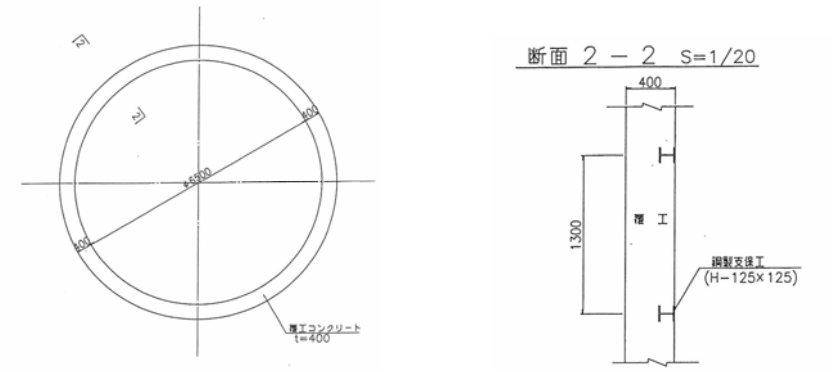
岩盤等級	支保パターン
B，CH 級	
CL 級	 ただし、連接部は H-150×150

図 3-27　立坑の支保パターン

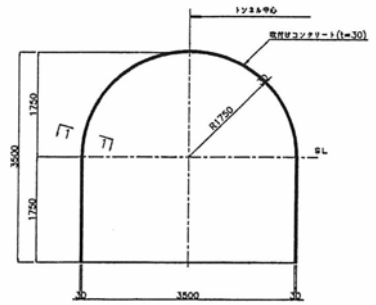
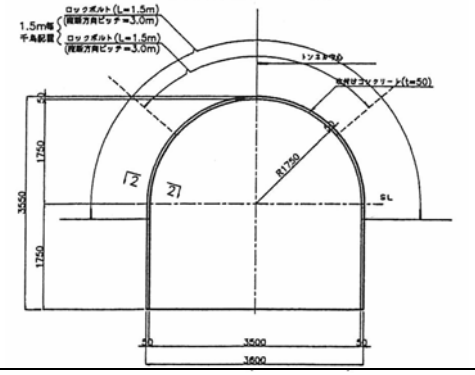
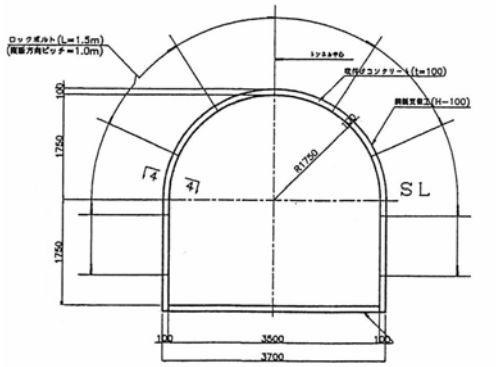
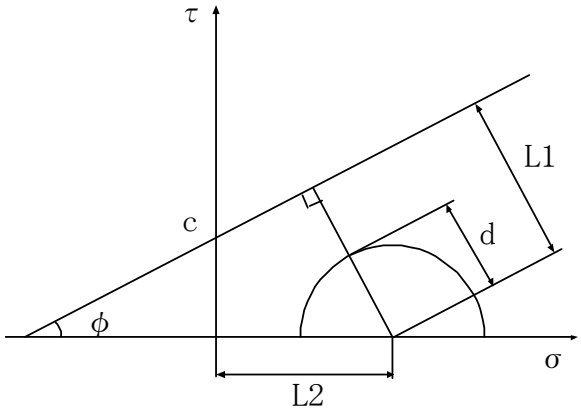
岩盤等級	支保パターン
B 級	
CH 級	
CL 級	

図 3-28　水平坑道の支保パターン



安全率： $FS = \dfrac{\min(L1,\ L2)}{d}$

図 3-31　安全率の定義

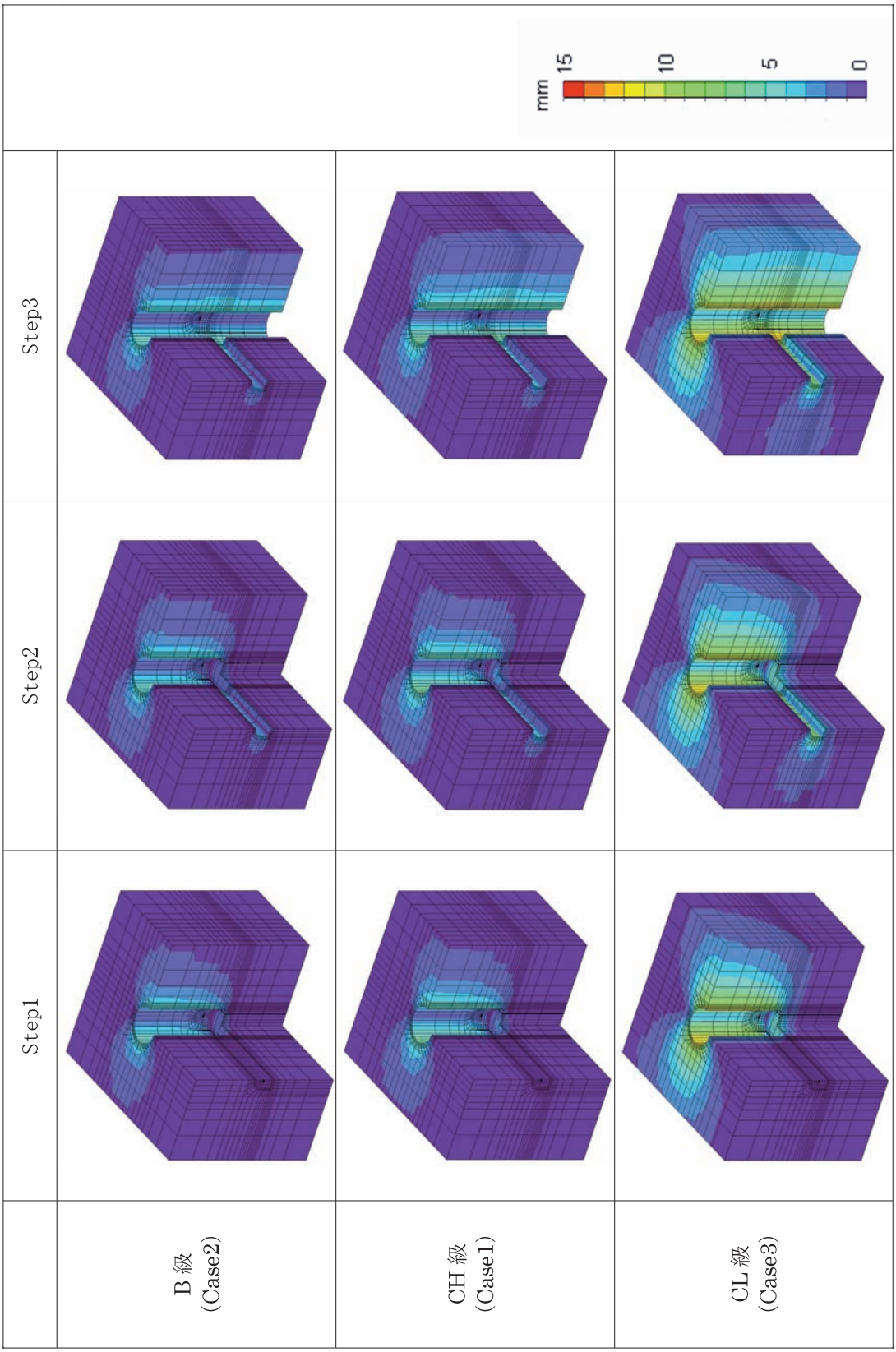


図 3-29　岩盤等級による影響　岩盤変位 3 次元コンター図

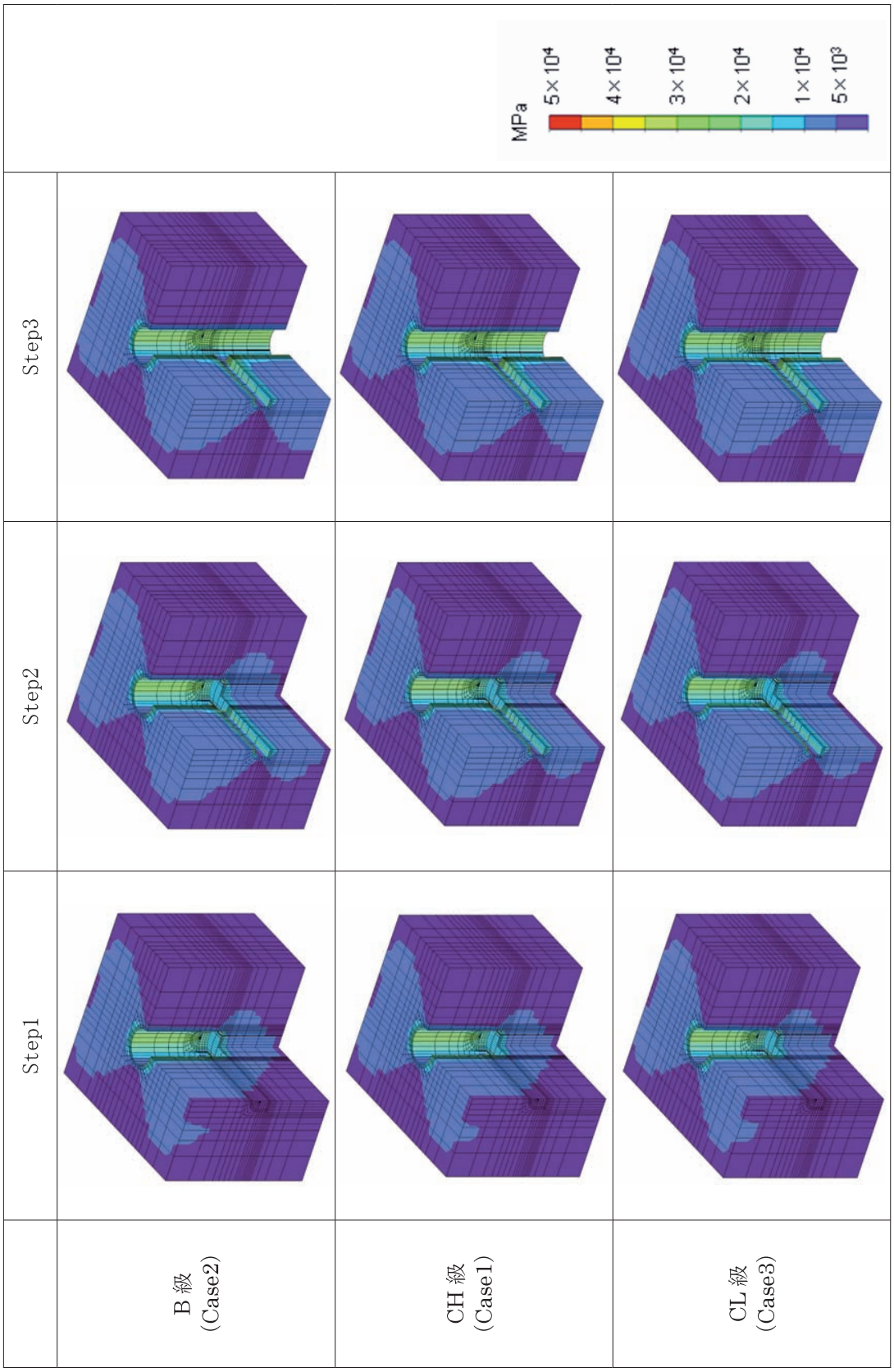


図 3-30　岩盤等級による影響　最大せん断応力 3 次元コンター図

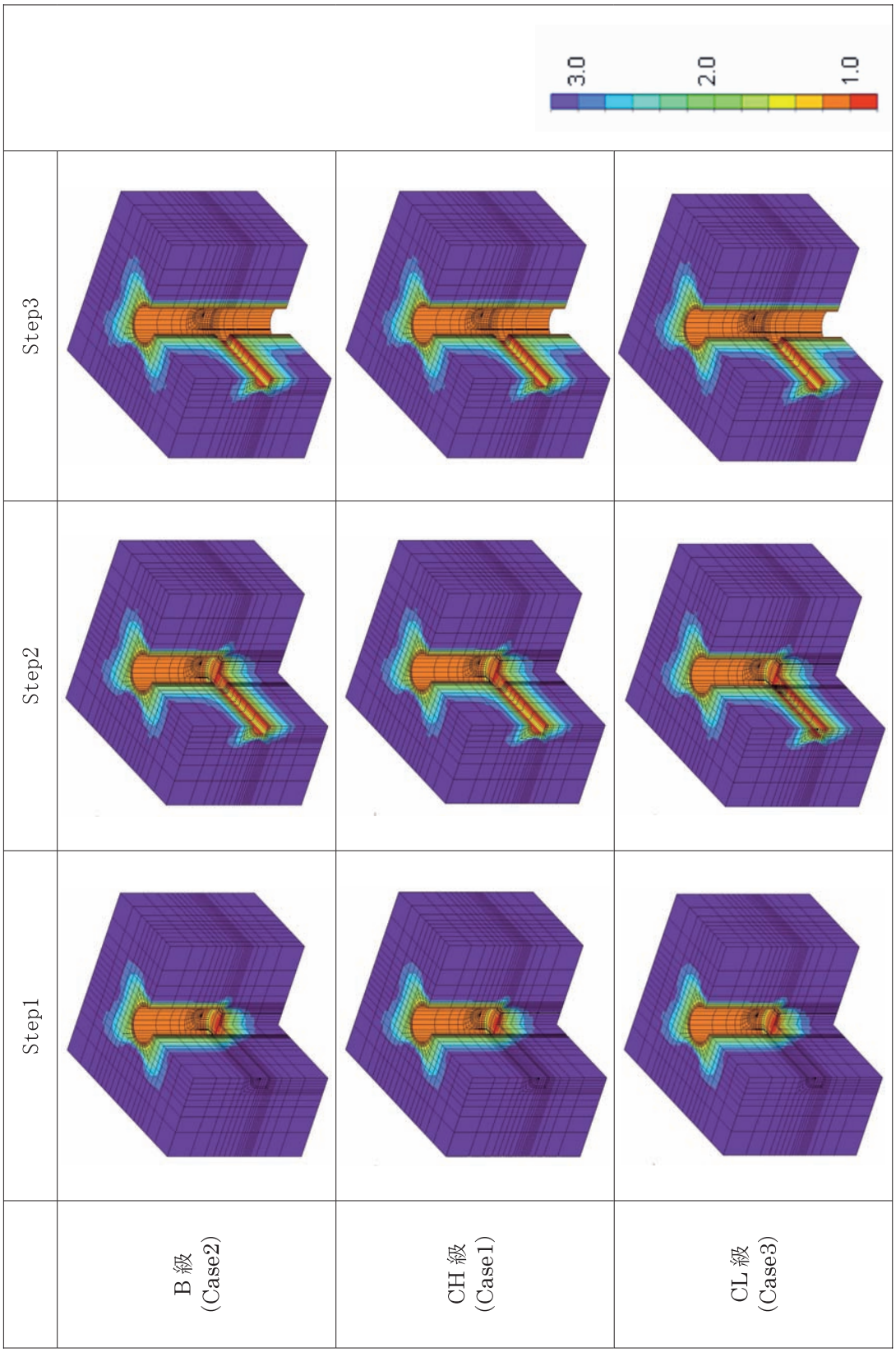
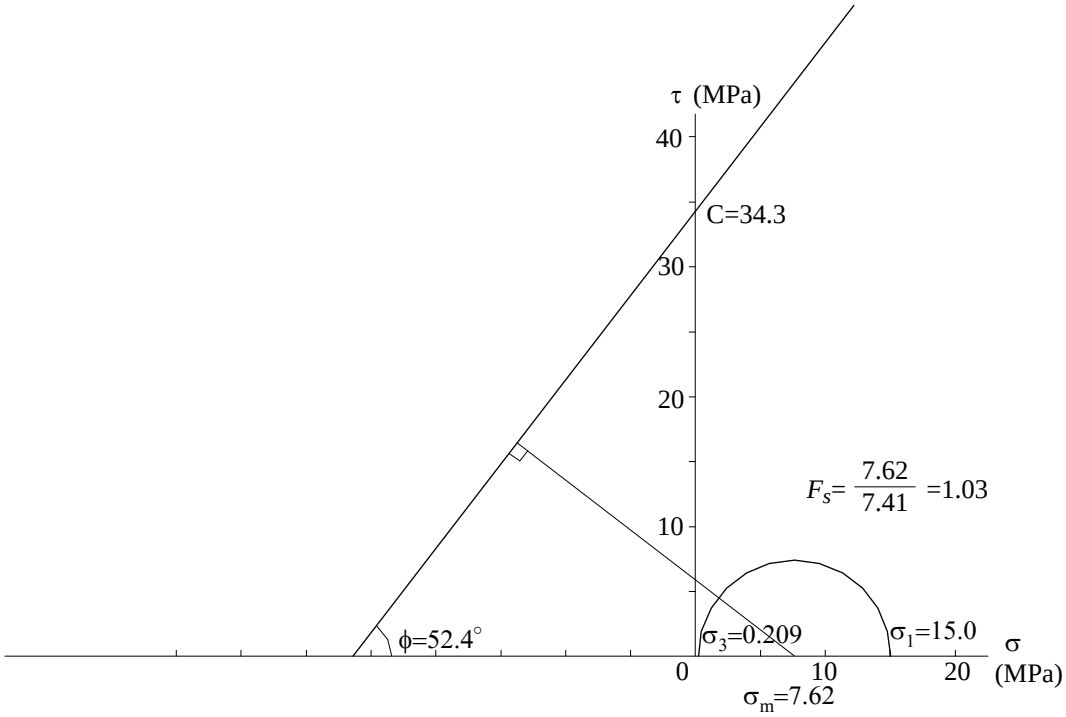
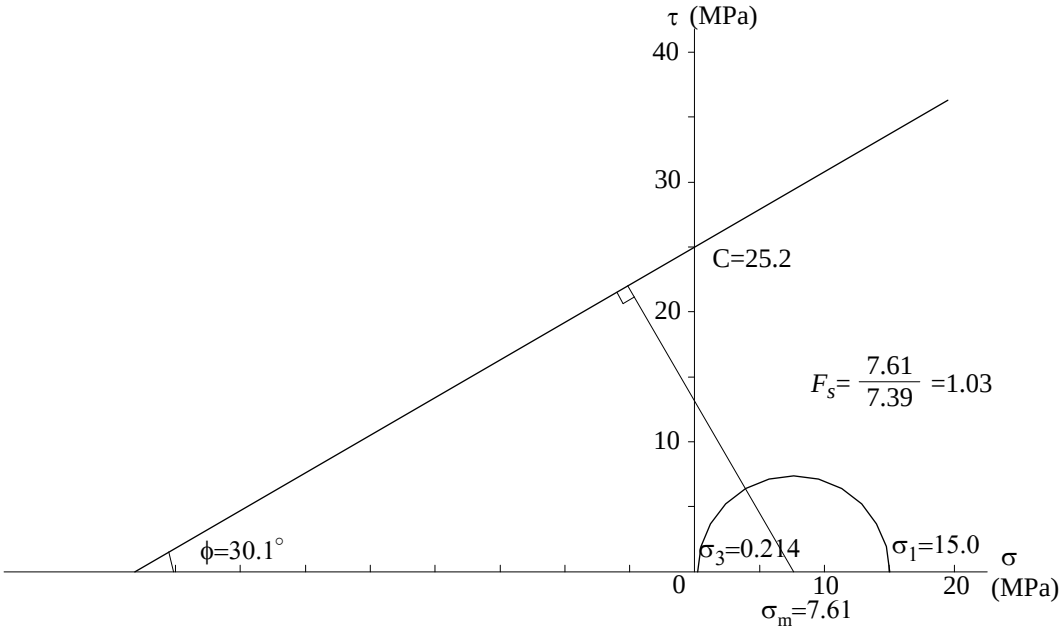


図 3-32　岩盤等級による影響　安全率 3 次元コンター図



(a) CH 級（Case1）



(b) CL 級（Case3）

図 3-33　要素番号 21022 におけるモールの応力円と破壊規準線の比較

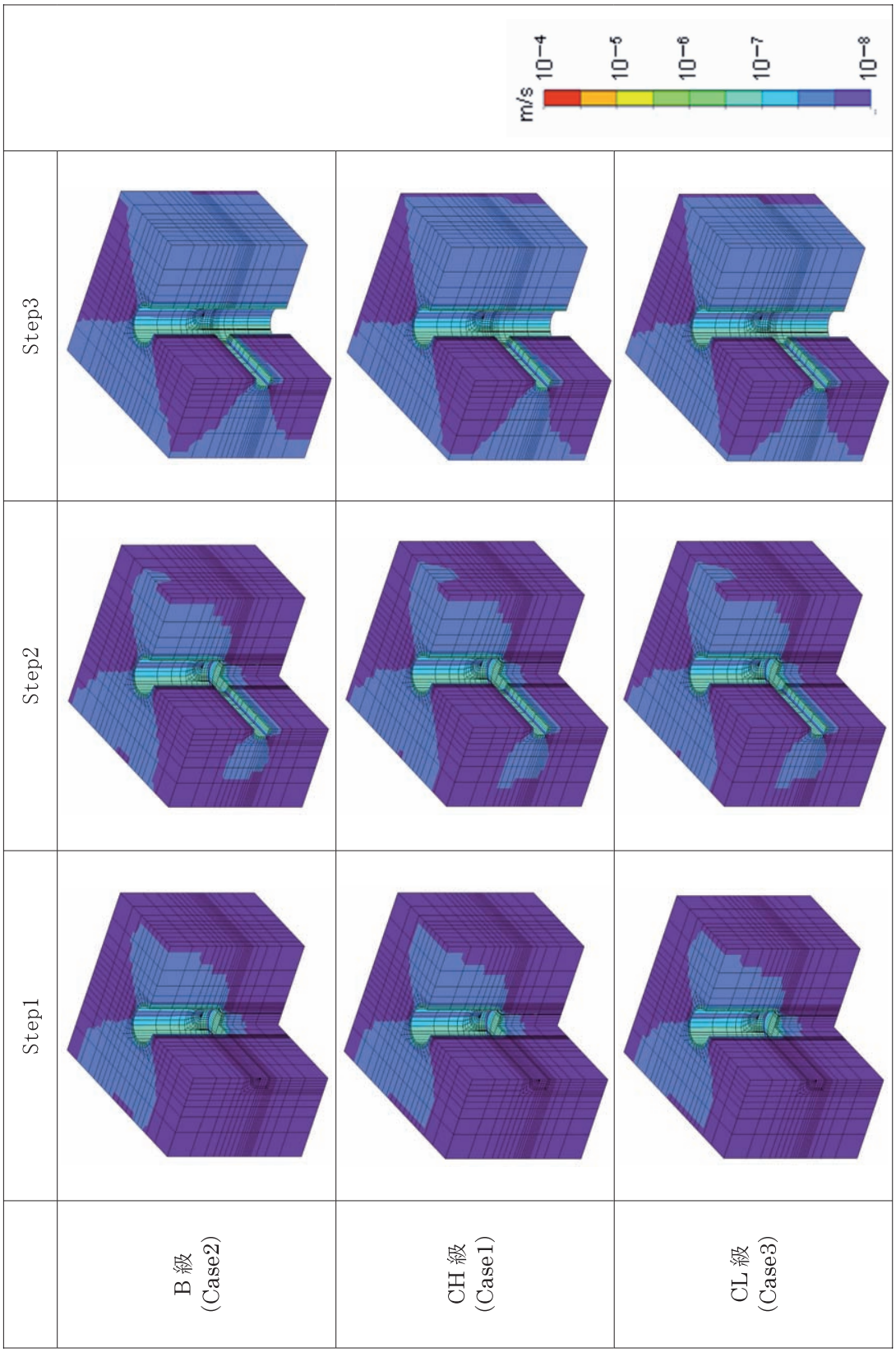


図 3-34　岩盤等級による影響　平均透水係数 3 次元コンター図

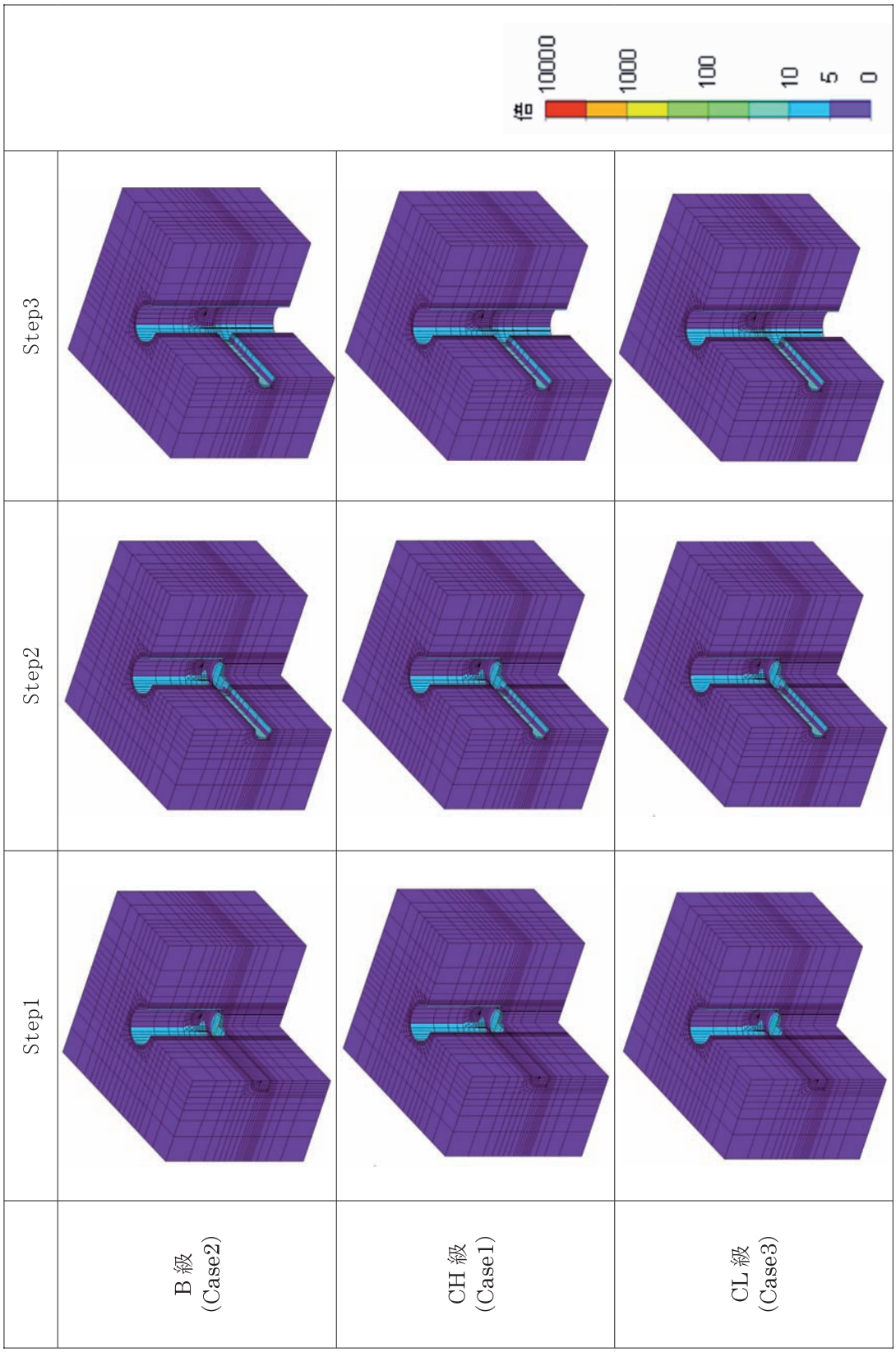
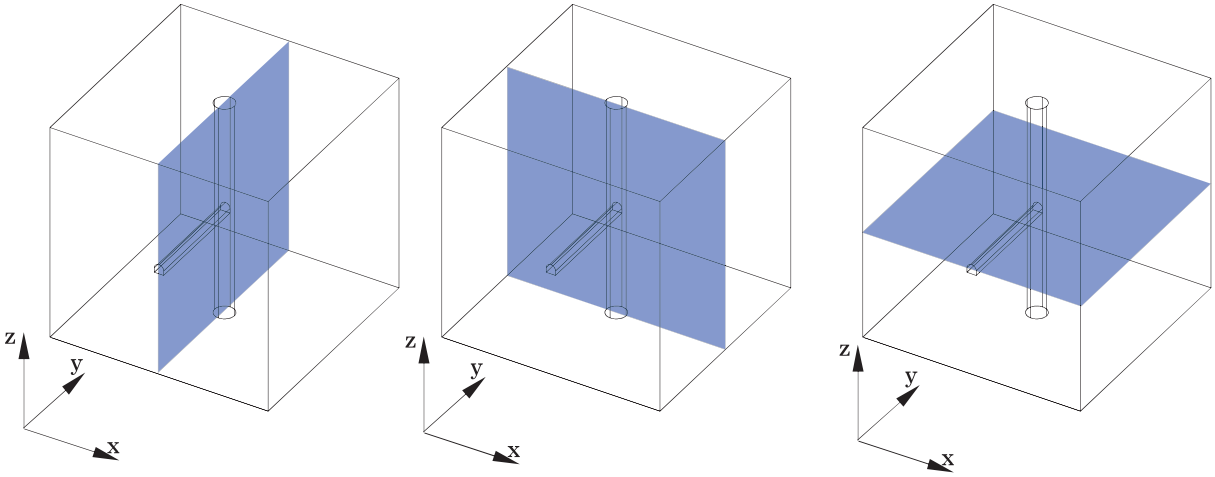


図 3-35　岩盤等級による影響　平均透水係数増加率 3 次元コンター図



※立坑，水平坑道中心線
(a)yz 平面

※立坑中心線
(b)xz 平面

※水平坑道 SL
(c)xy 平面

図 3-36　表示断面位置

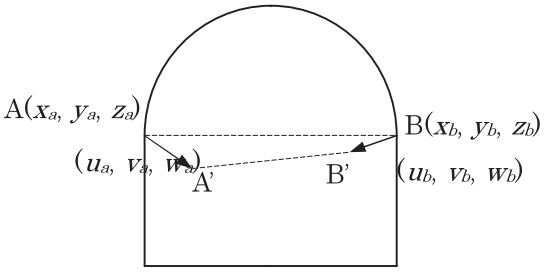
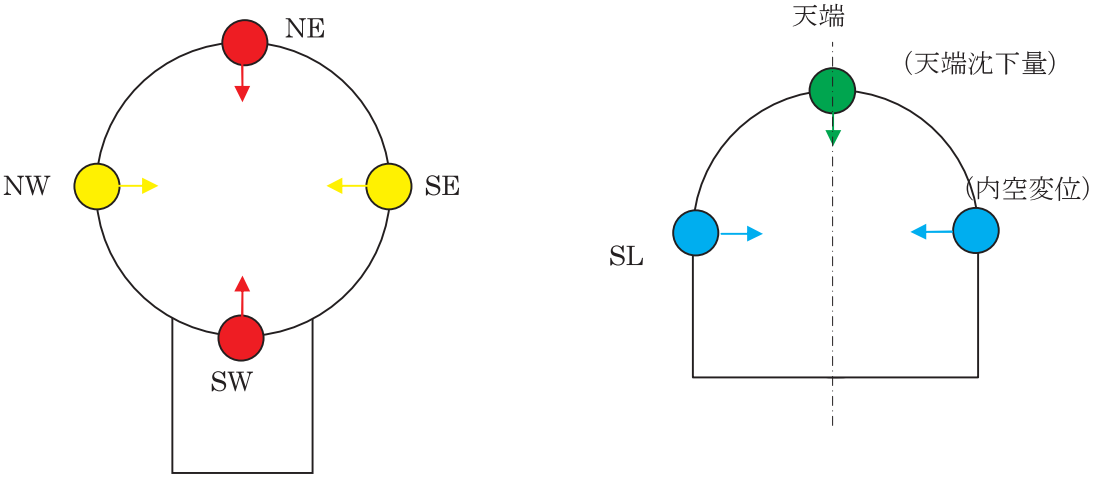


図 3-38　内空変位と壁面変位



(a)立坑

(b)水平坑道

図 3-39　内空変位および天端沈下計測線位置

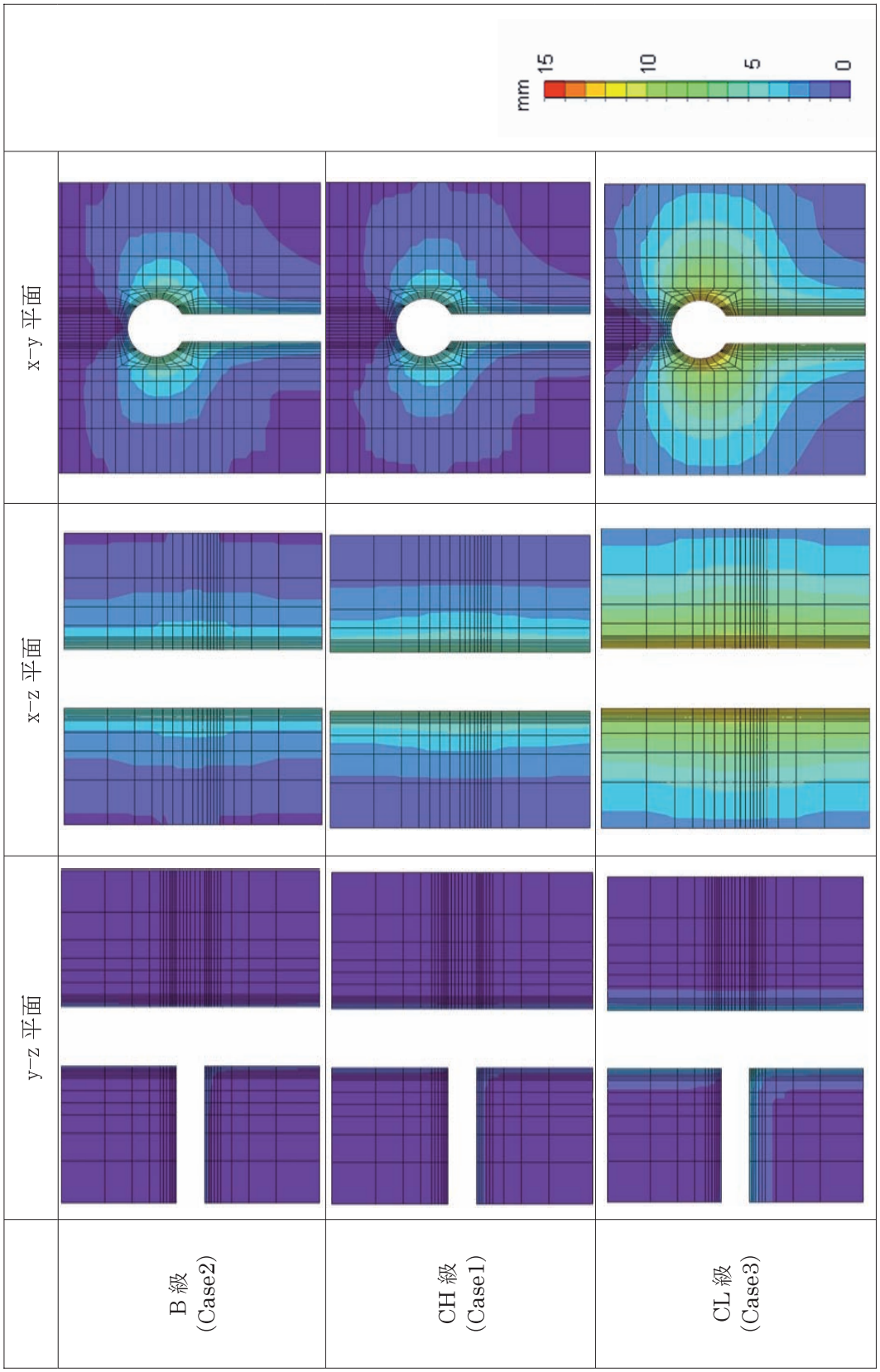


図 3-37　岩盤等級による影響　岩盤内変位分布

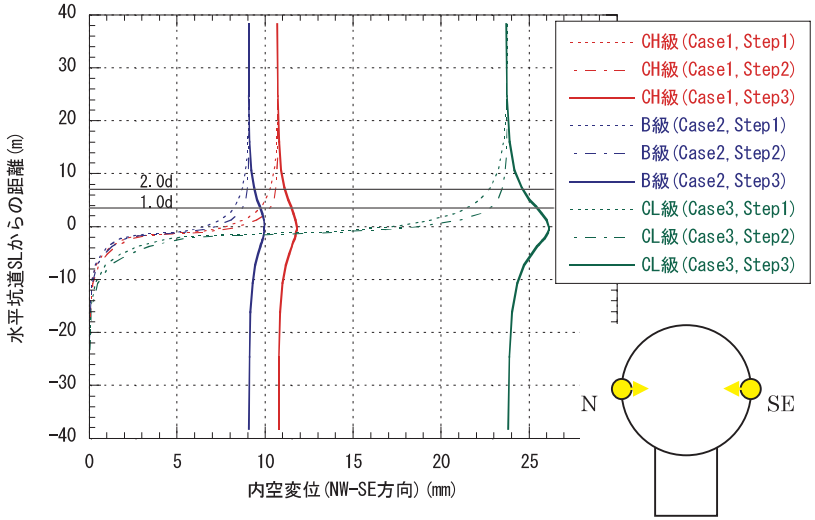


図 3-40　岩盤等級による影響　立坑の内空変位量（NW-SE 方向）

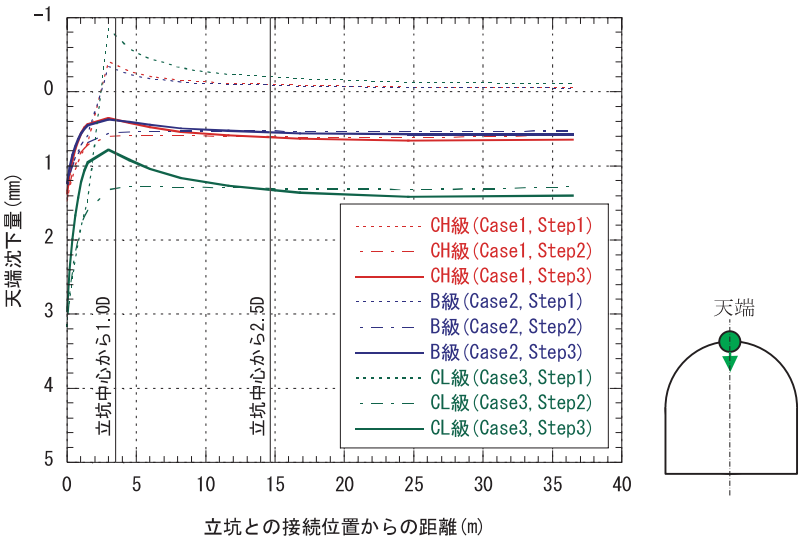


図 3-42　岩盤等級による影響　水平坑道の天端沈下量

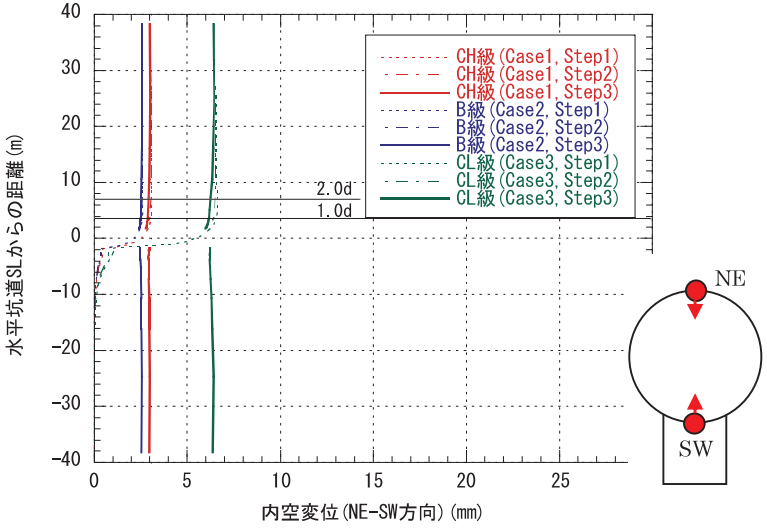


図 3-41　岩盤等級による影響　立坑の内空変位量（NE-SW 方向）

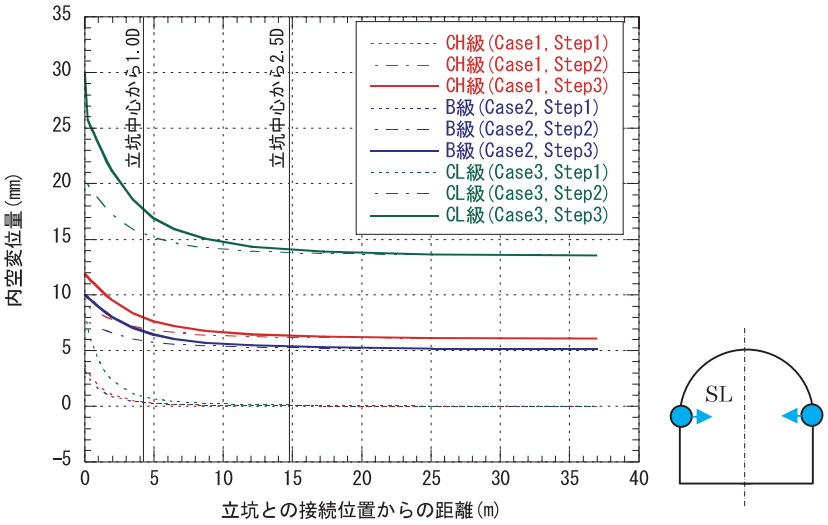
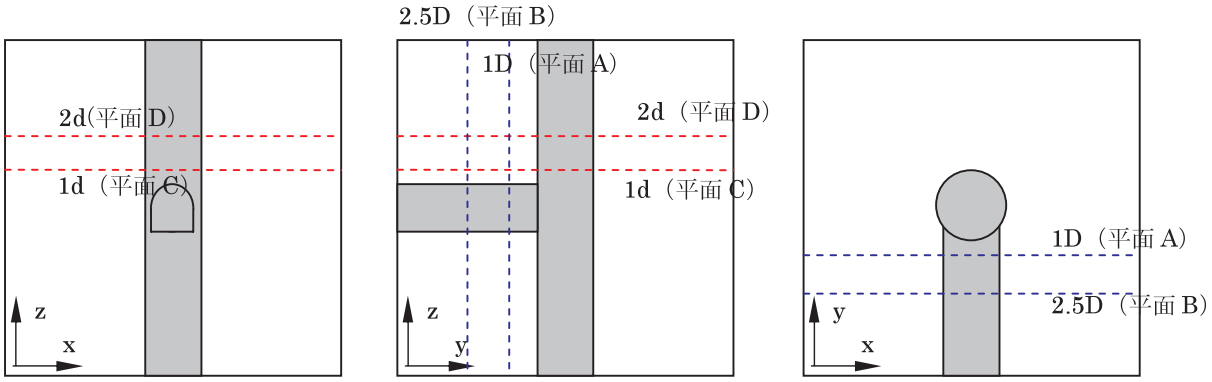


図 3-43　岩盤等級による影響　水平坑道の内空変位量



D：立坑径=7.3m

d：水平坑道代表径=3.5m

図 3-44　表示断面位置

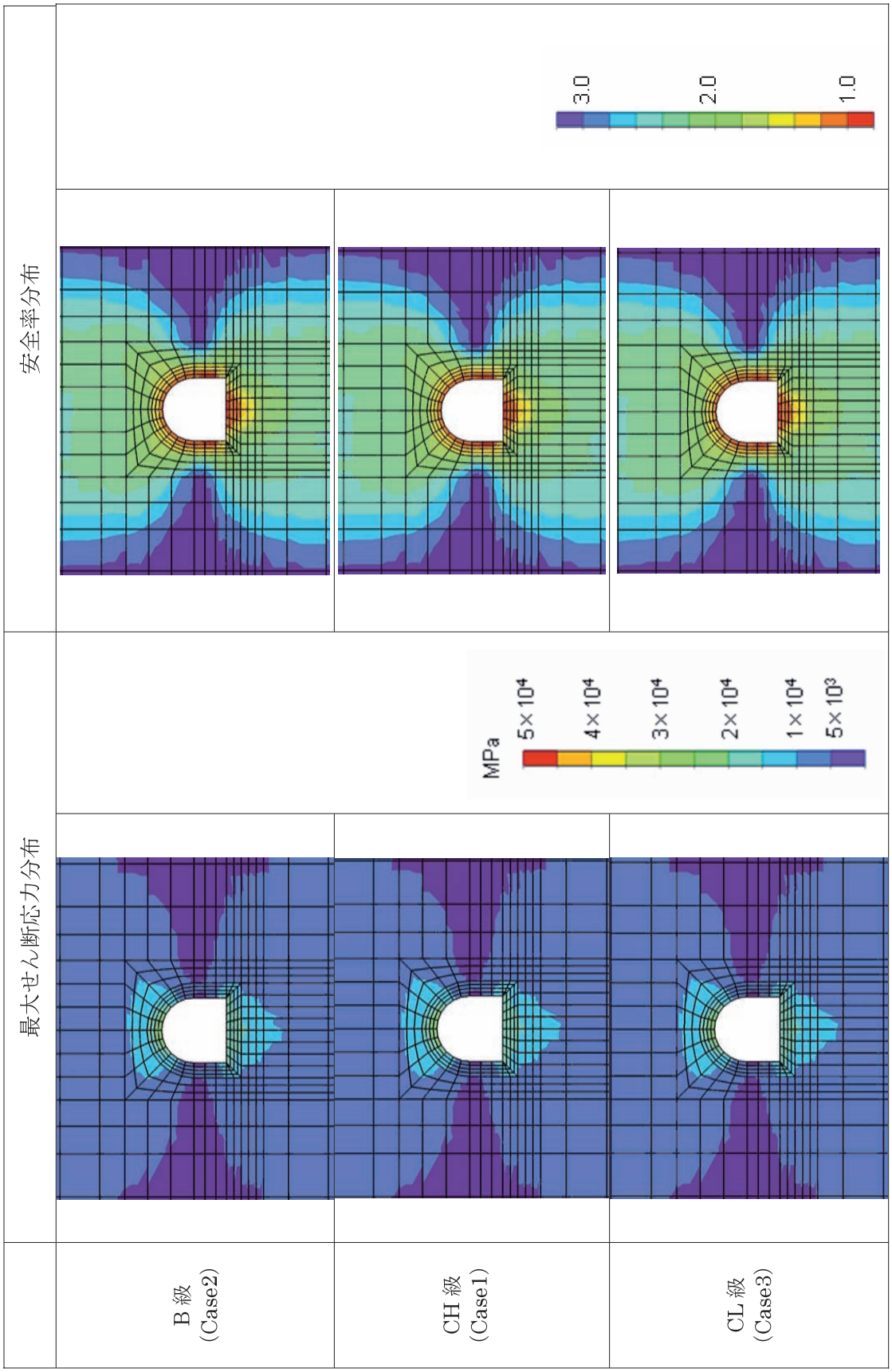


図 3-45(1)　岩盤等級による影響(1)　（水平坑道、平面 A（1D））

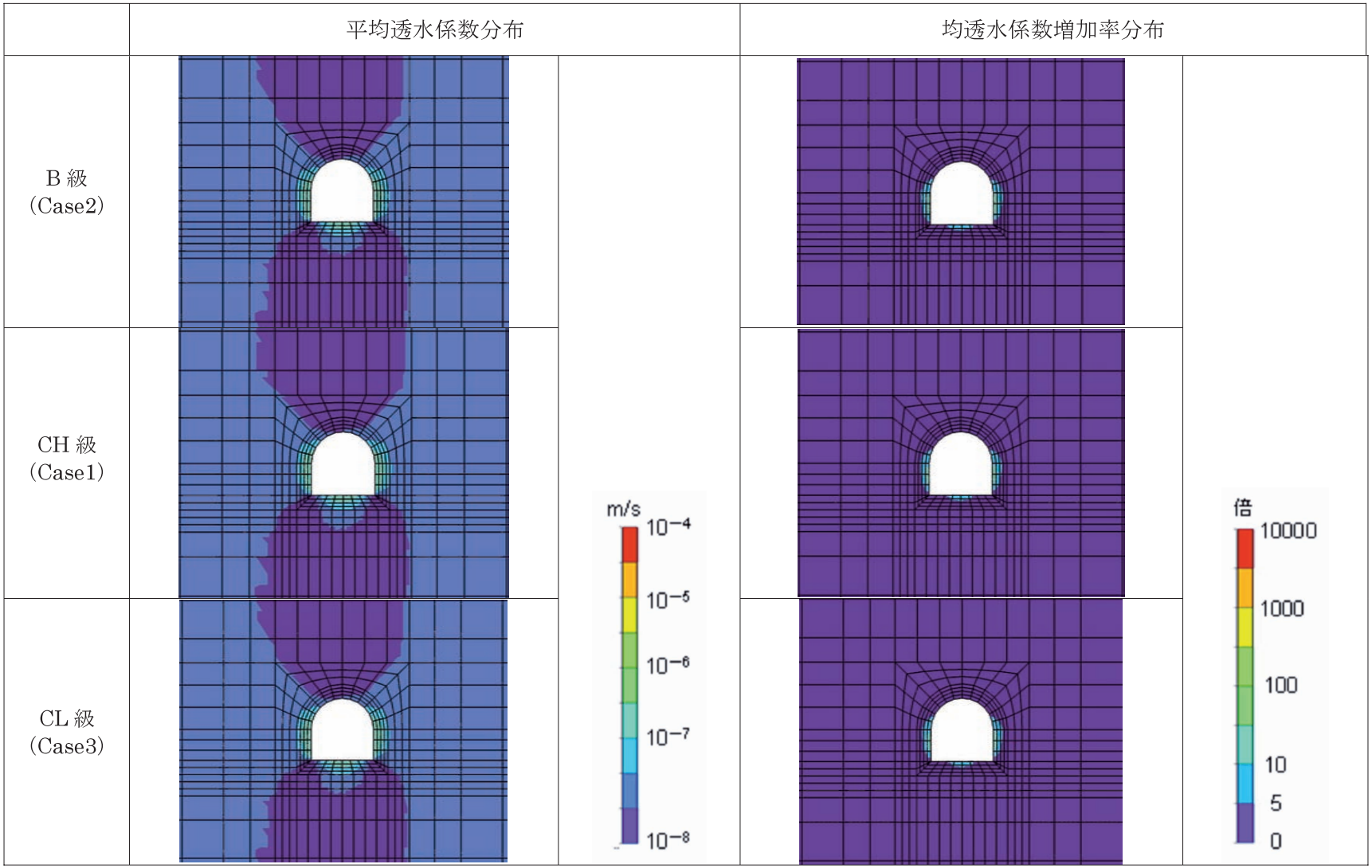


図 3-45(2)　岩盤等級による影響(2)　（水平坑道、平面 A（1D））

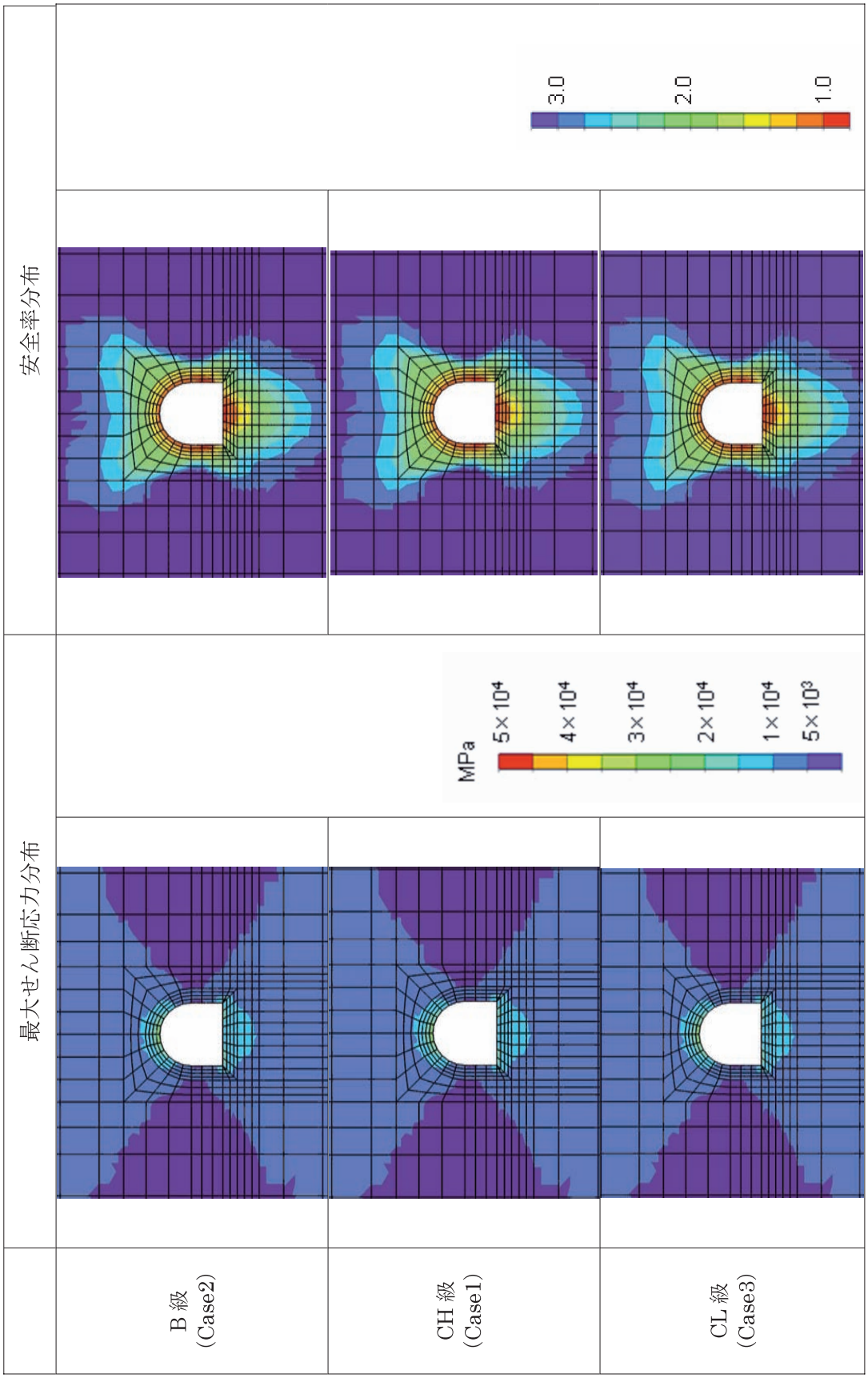


図 3-46(1)　岩盤等級による影響(1)　（水平坑道、平面 B（2.5D））

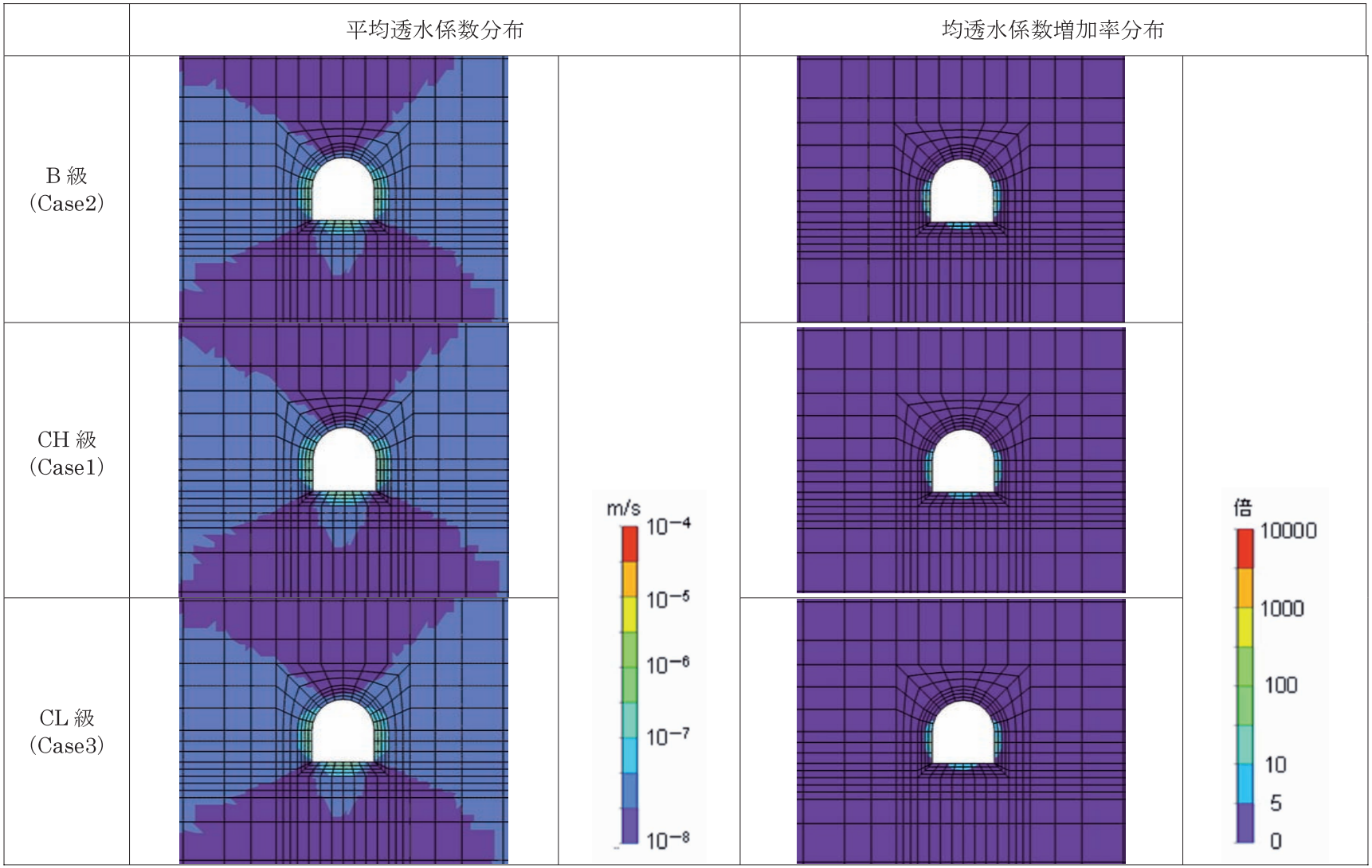


図 3-46(2)　岩盤等級による影響(2)　（水平坑道、平面 B（2.5D））

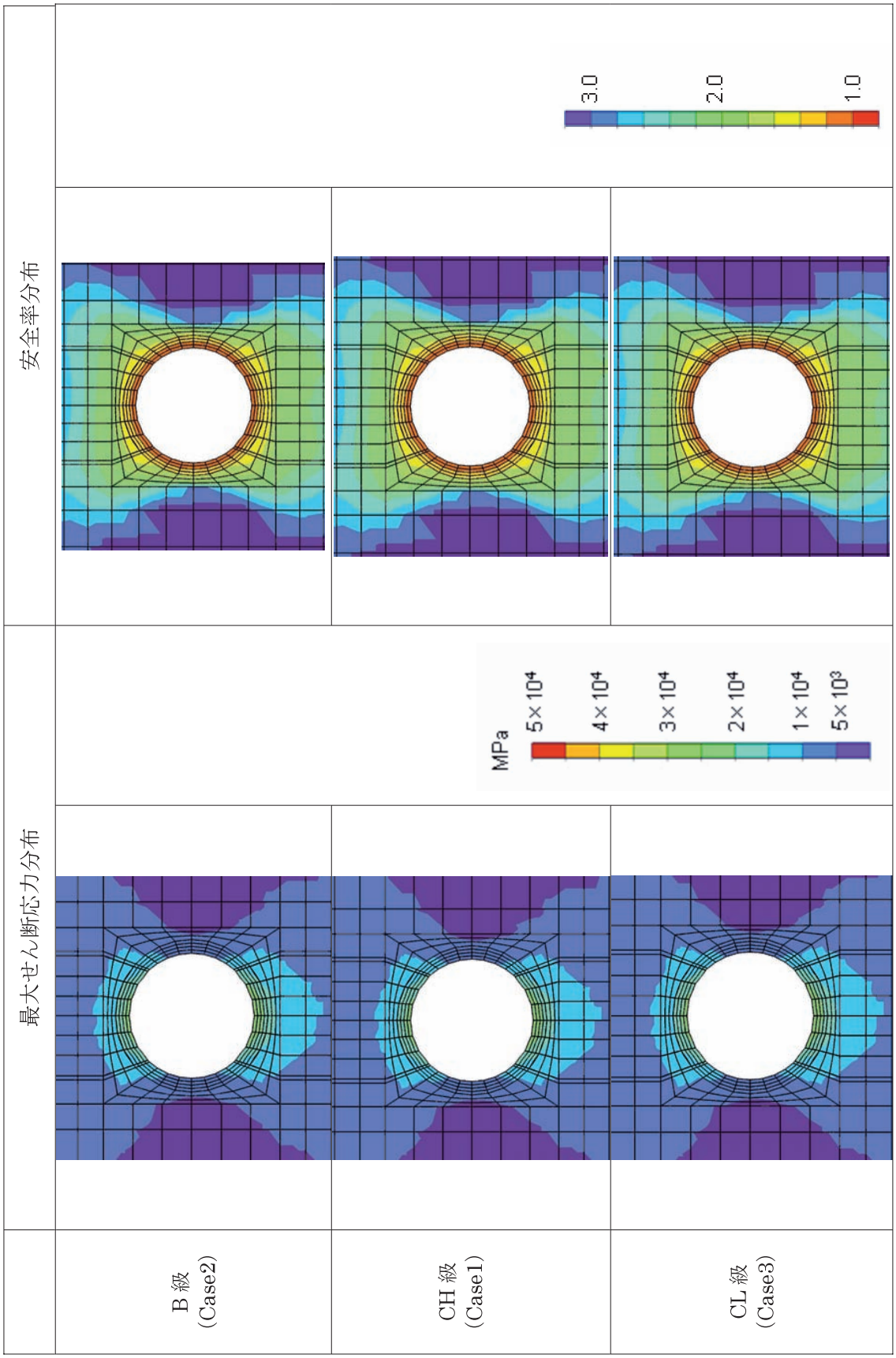


図 3-47(1) 岩盤等級による影響(1) （立坑、平面 C（1d））

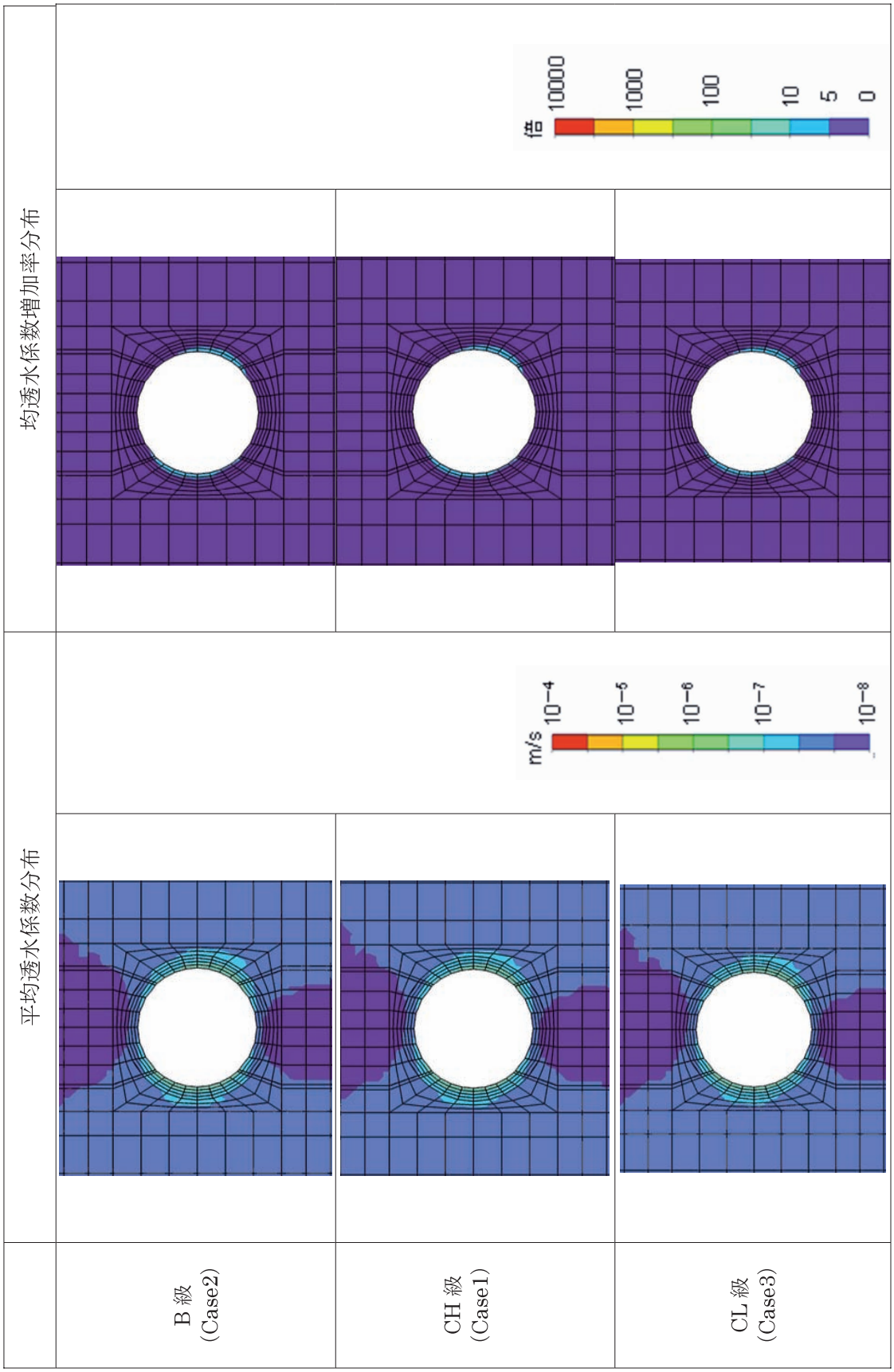


図 3-47(2)　岩盤等級による影響(2)　（立坑、平面 C（1d））

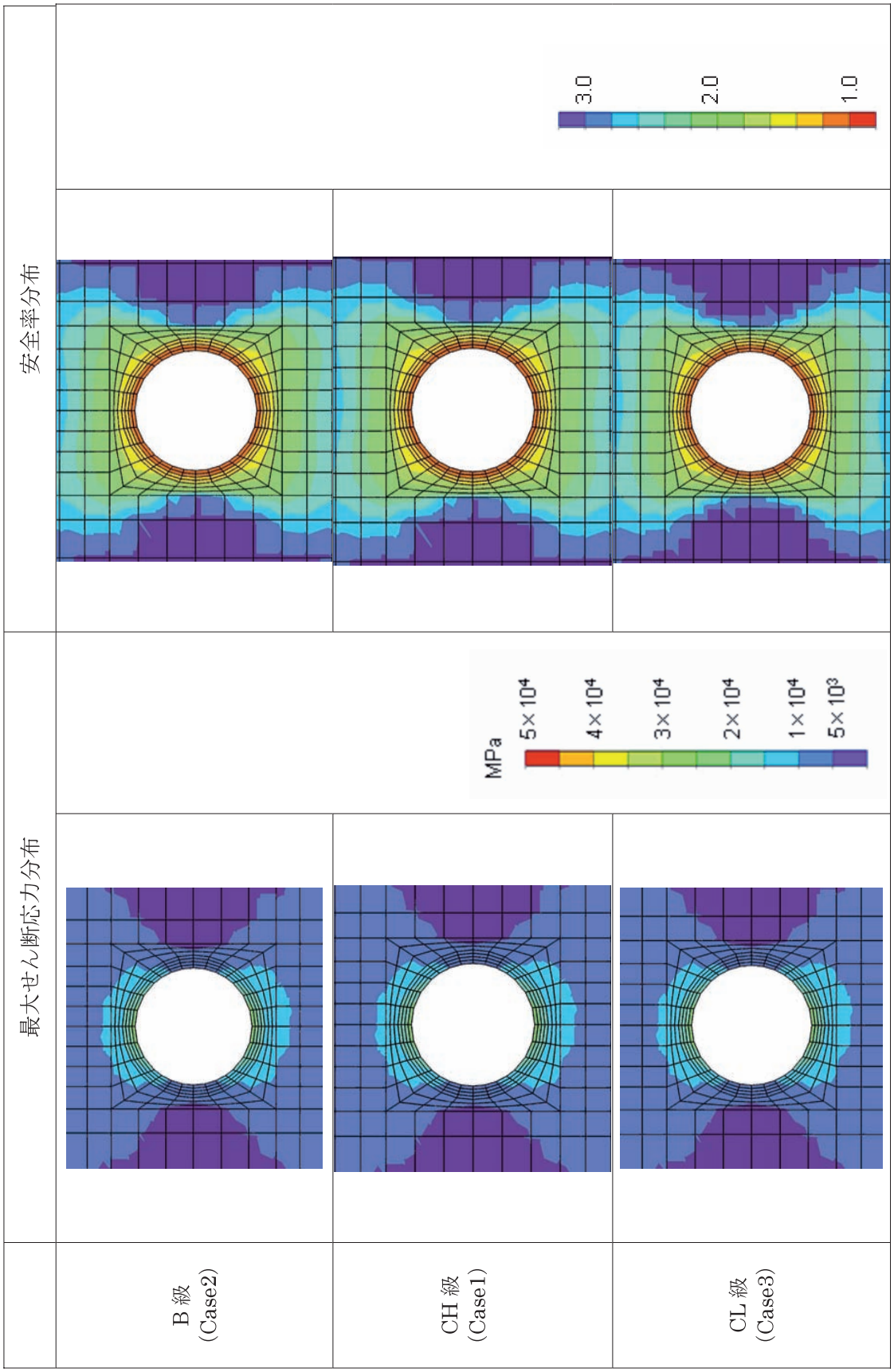


図 3-48(1) 岩盤等級による影響(1) （立坑、平面 D（2d））

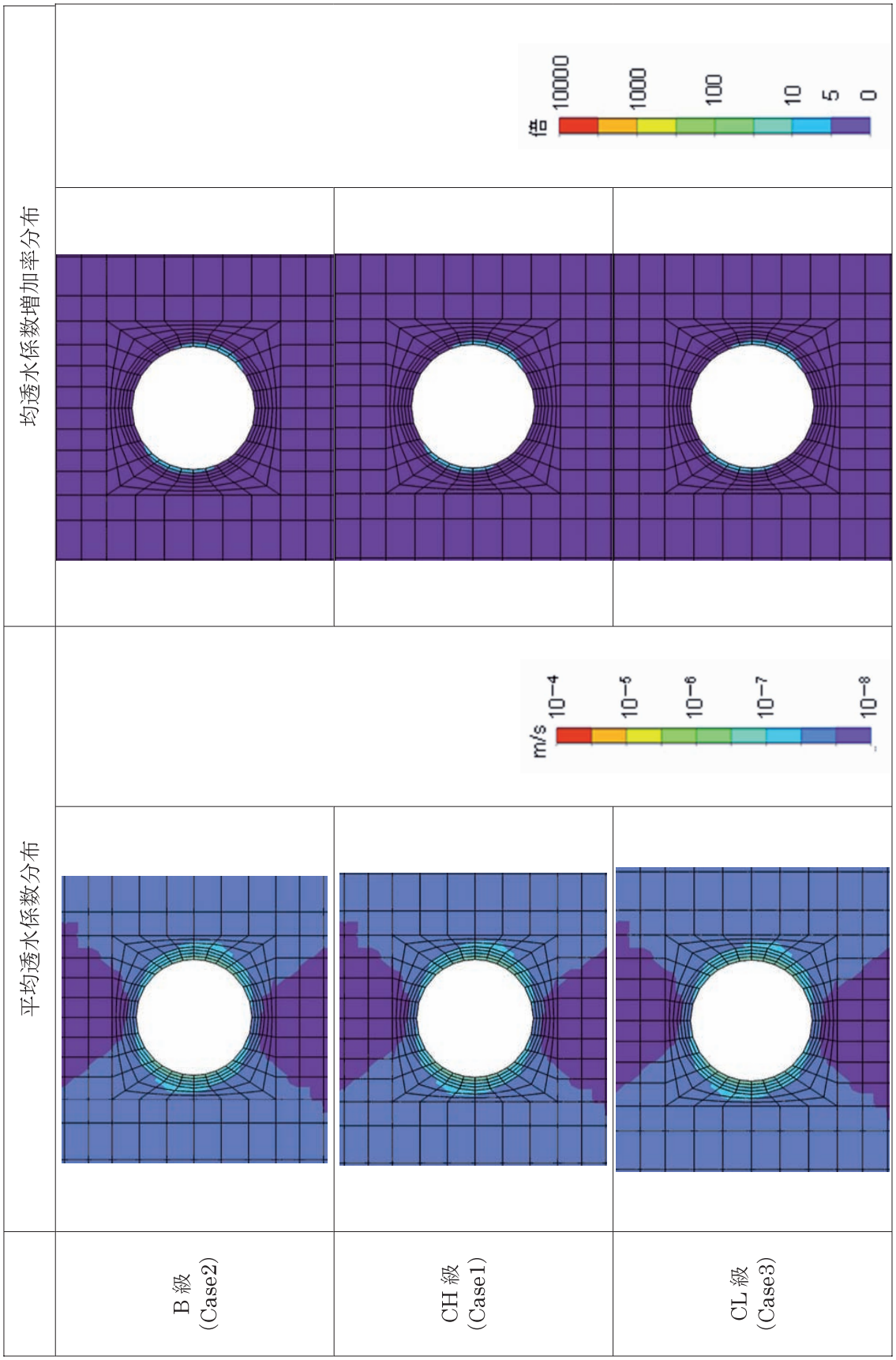


図 3-48(2)　岩盤等級による影響(2)　（立坑、平面 D（2d））

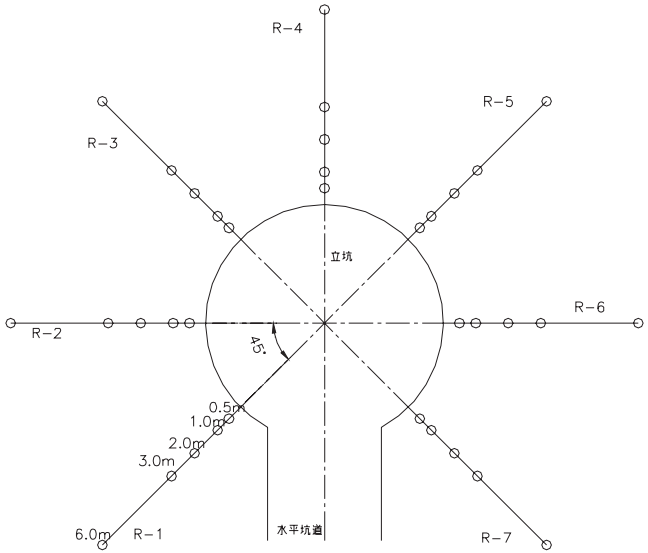


図 3-49　想定した地中内変位計の位置

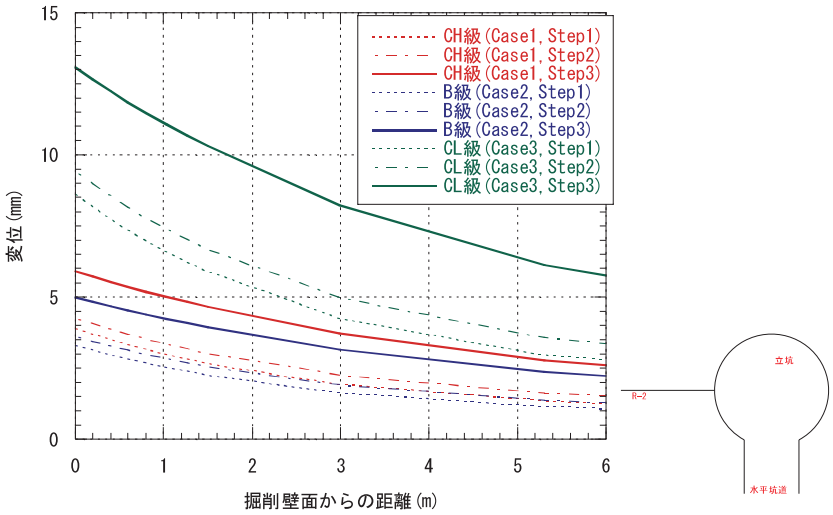


図 3-50(2)　岩盤内変位分布（R-2 方向）

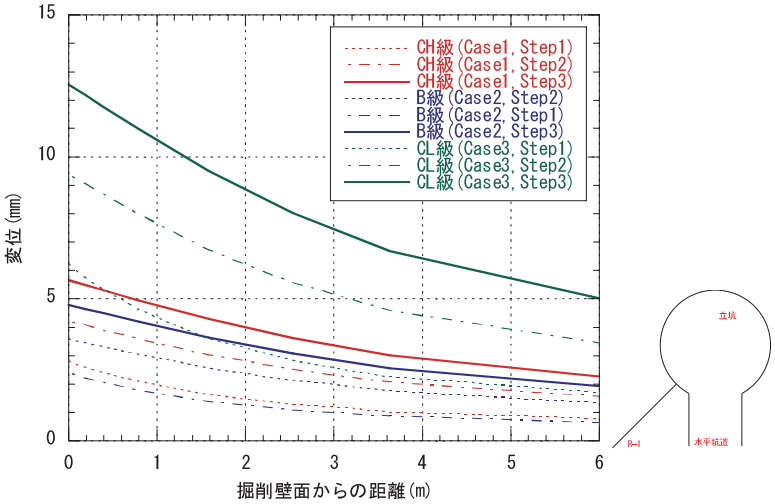


図 3-50(1)　岩盤内変位分布（R-1 方向）

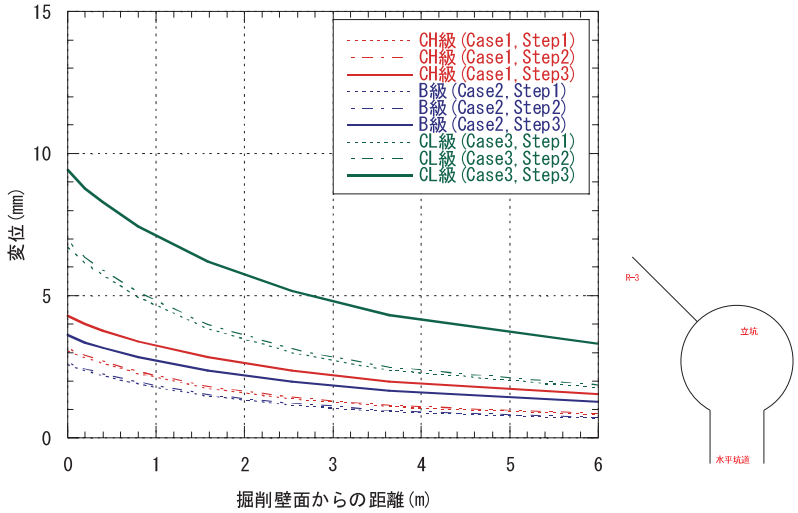


図 3-50(3)　岩盤内変位分布（R-3 方向）

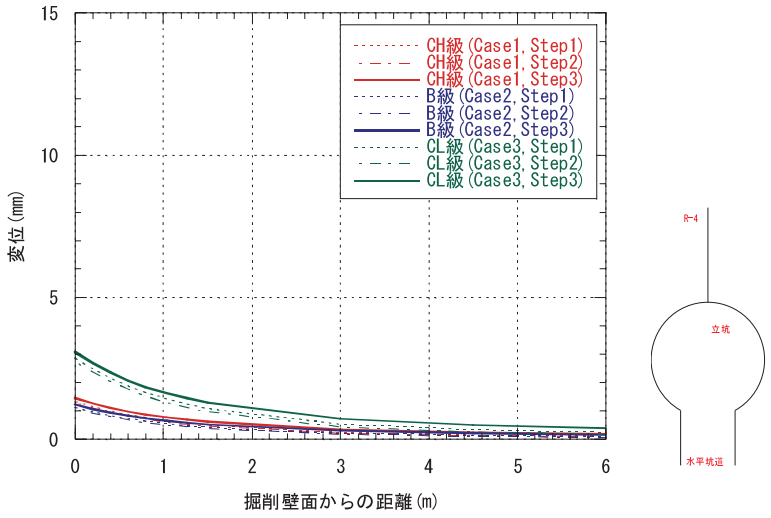


図 3-50(4)　岩盤内変位分布（R-4 方向）

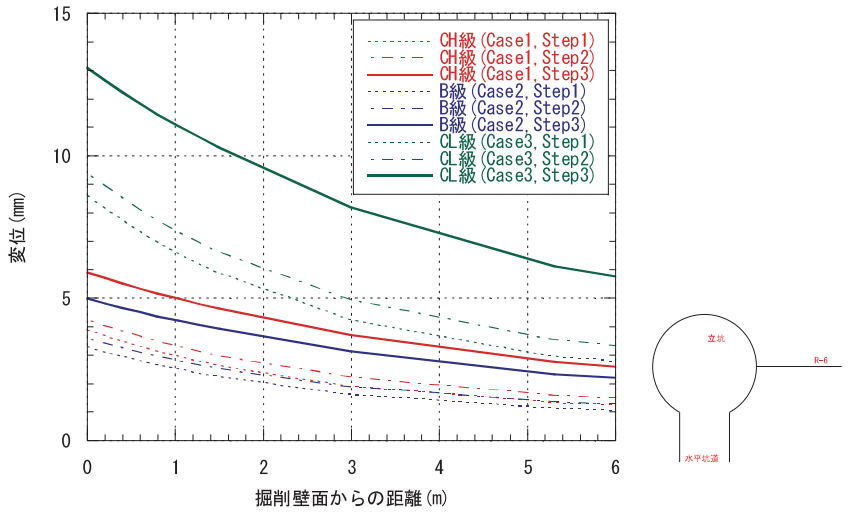


図 3-50(6)　岩盤内変位分布（R-6 方向）

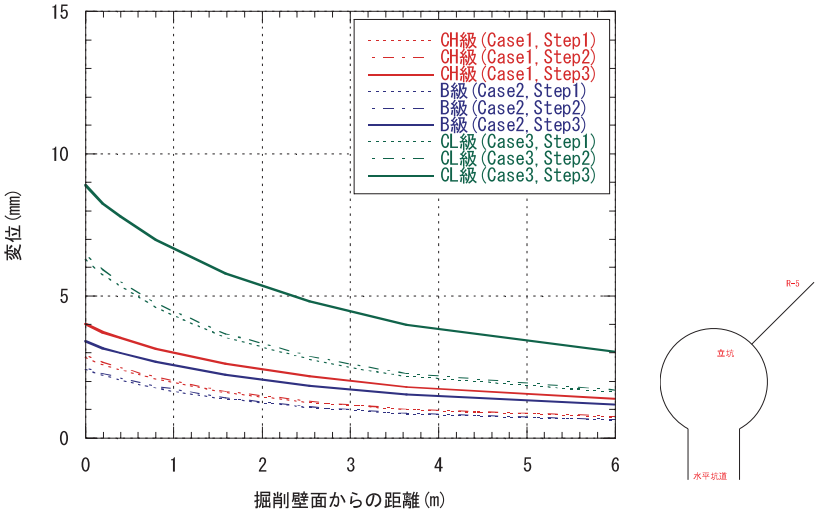


図 3-50(5)　岩盤内変位分布（R-5 方向）

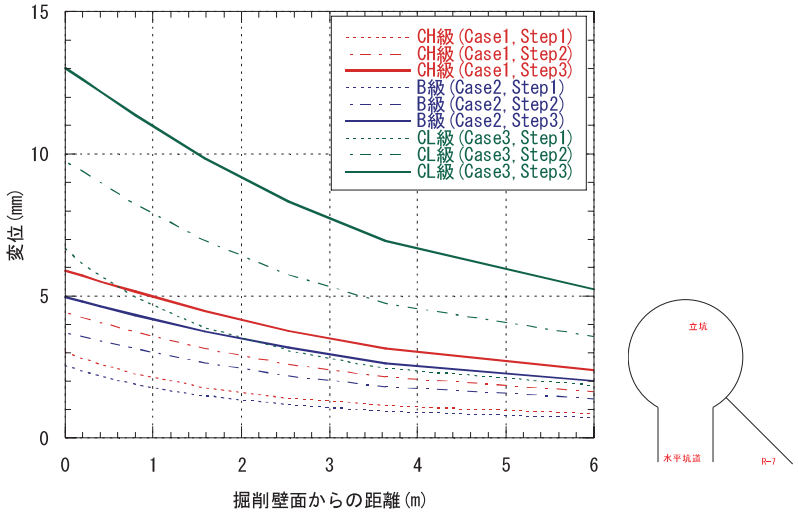


図 3-50(7)　岩盤内変位分布（R-7 方向）

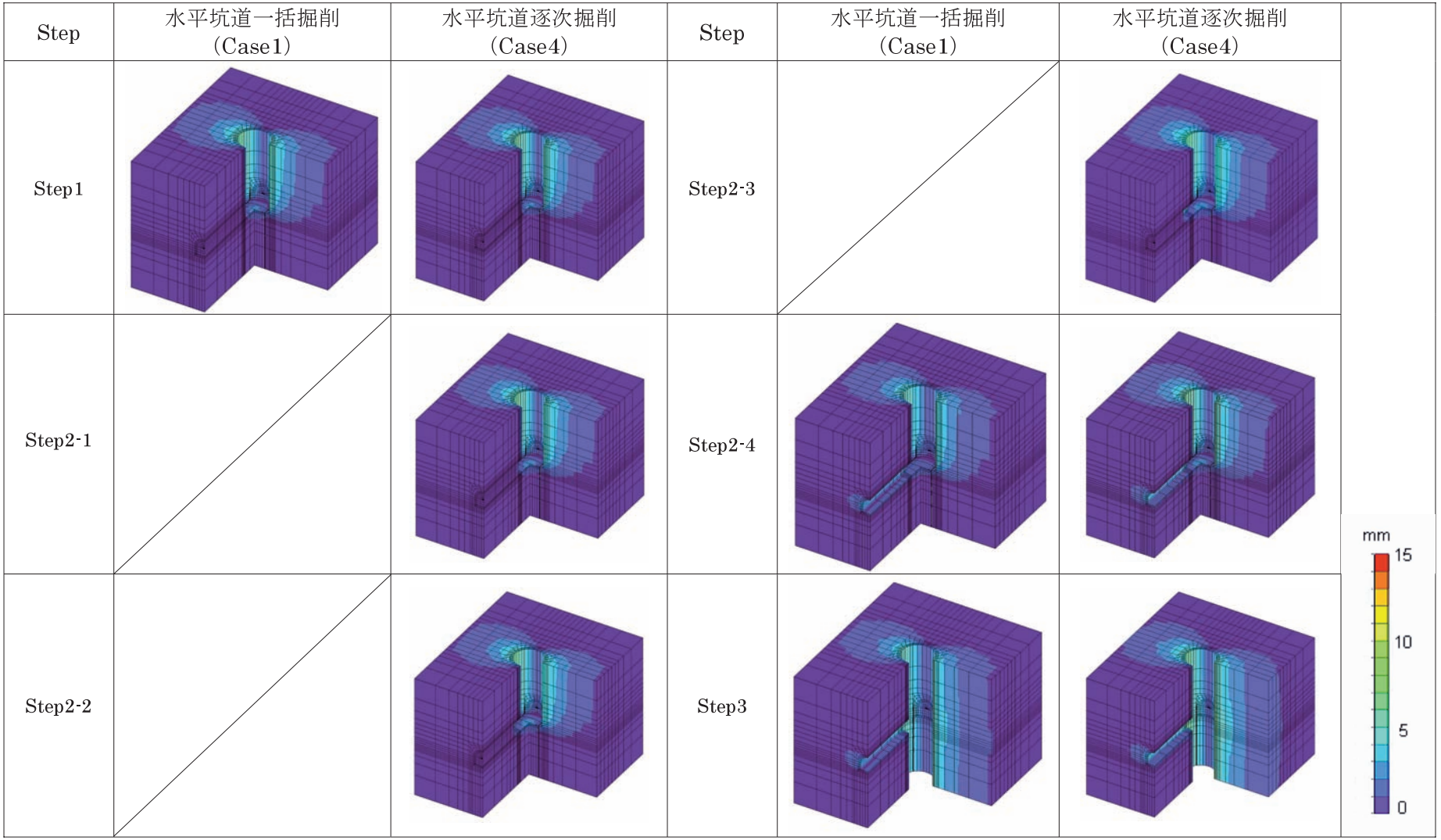


図 3-51　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　岩盤変位 3 次元コンター図

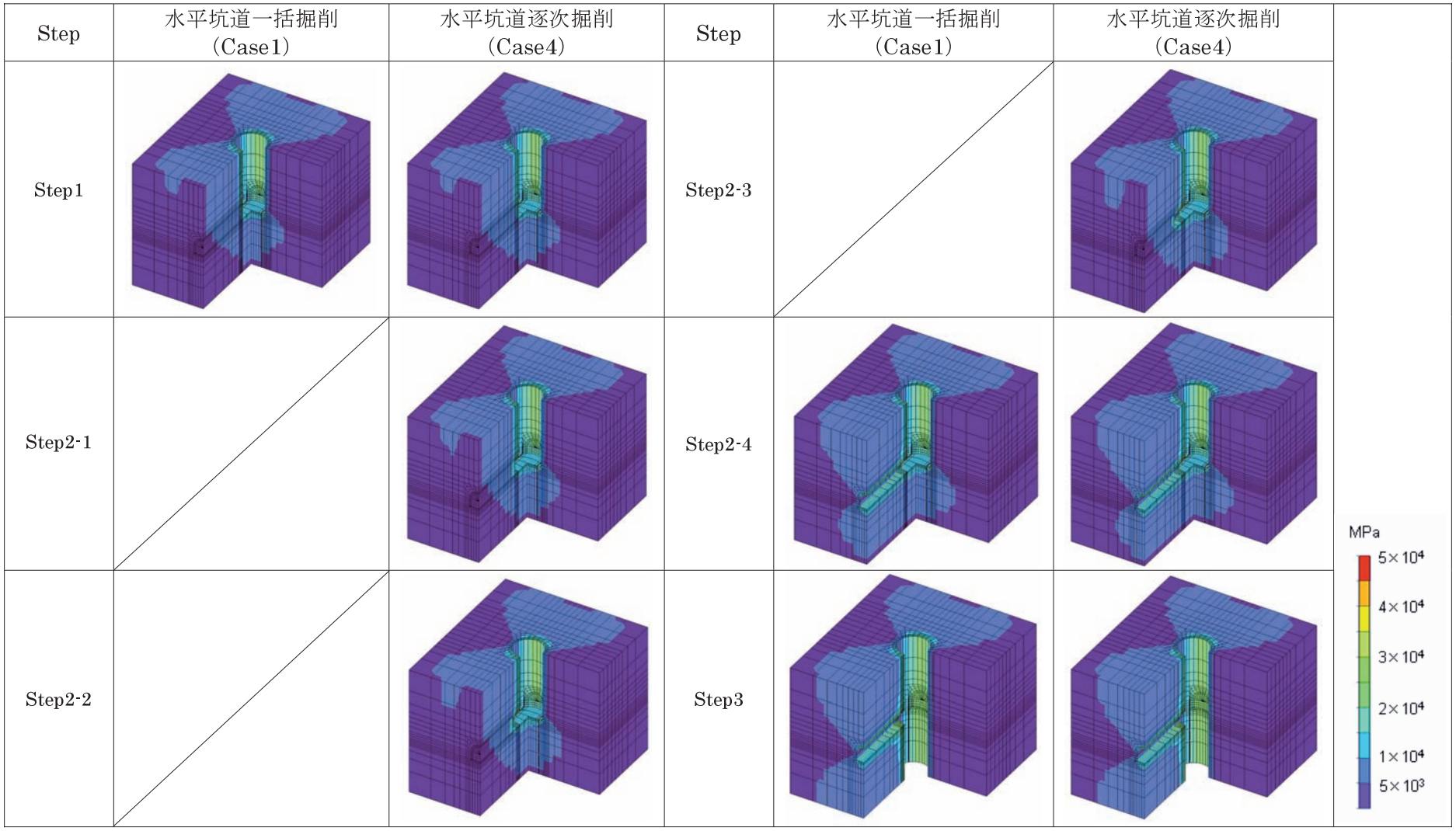


図 3-52　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　最大せん断応力 3 次元コンター図

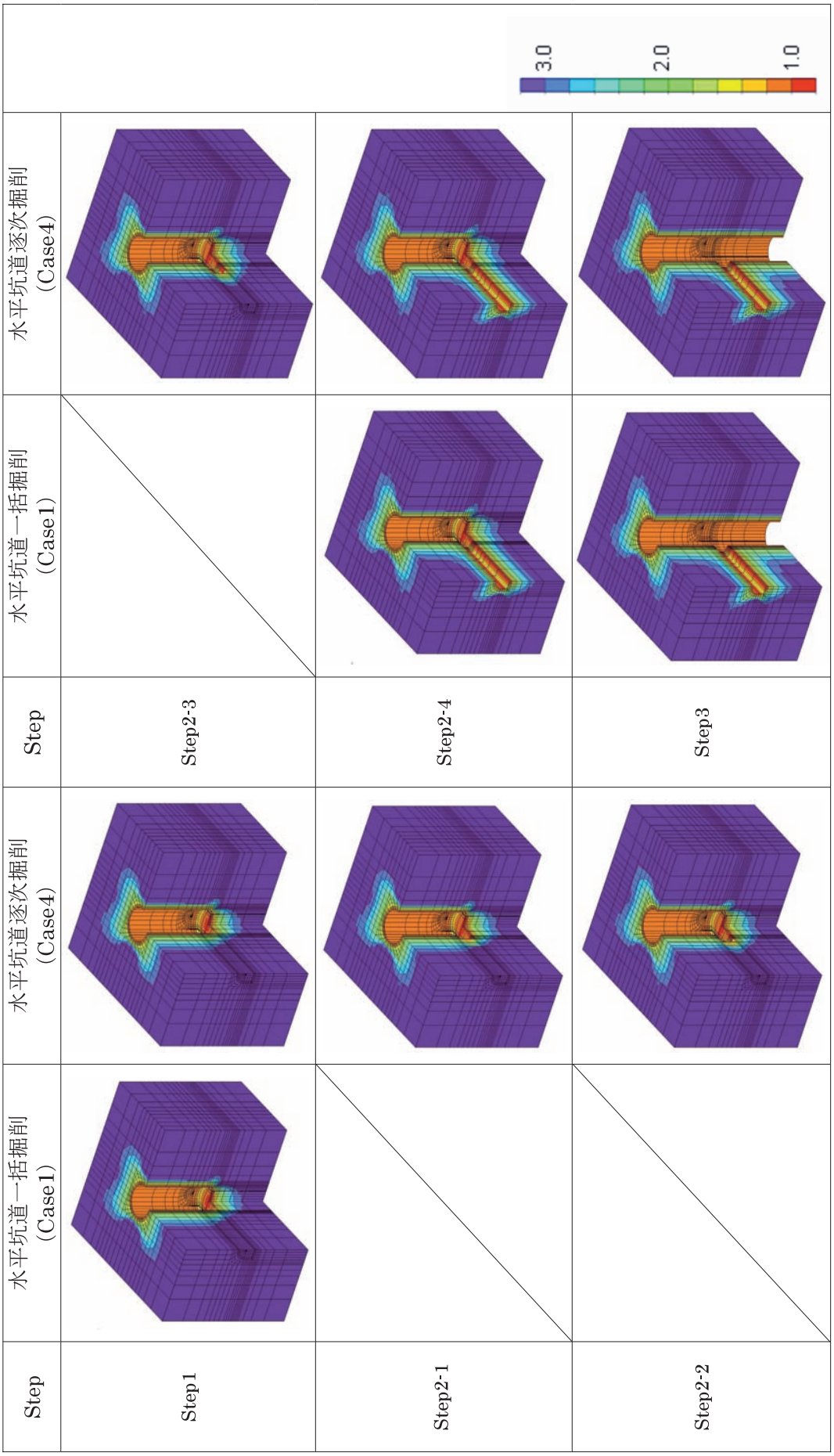


図 3-53　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　安全率 3 次元コンター図

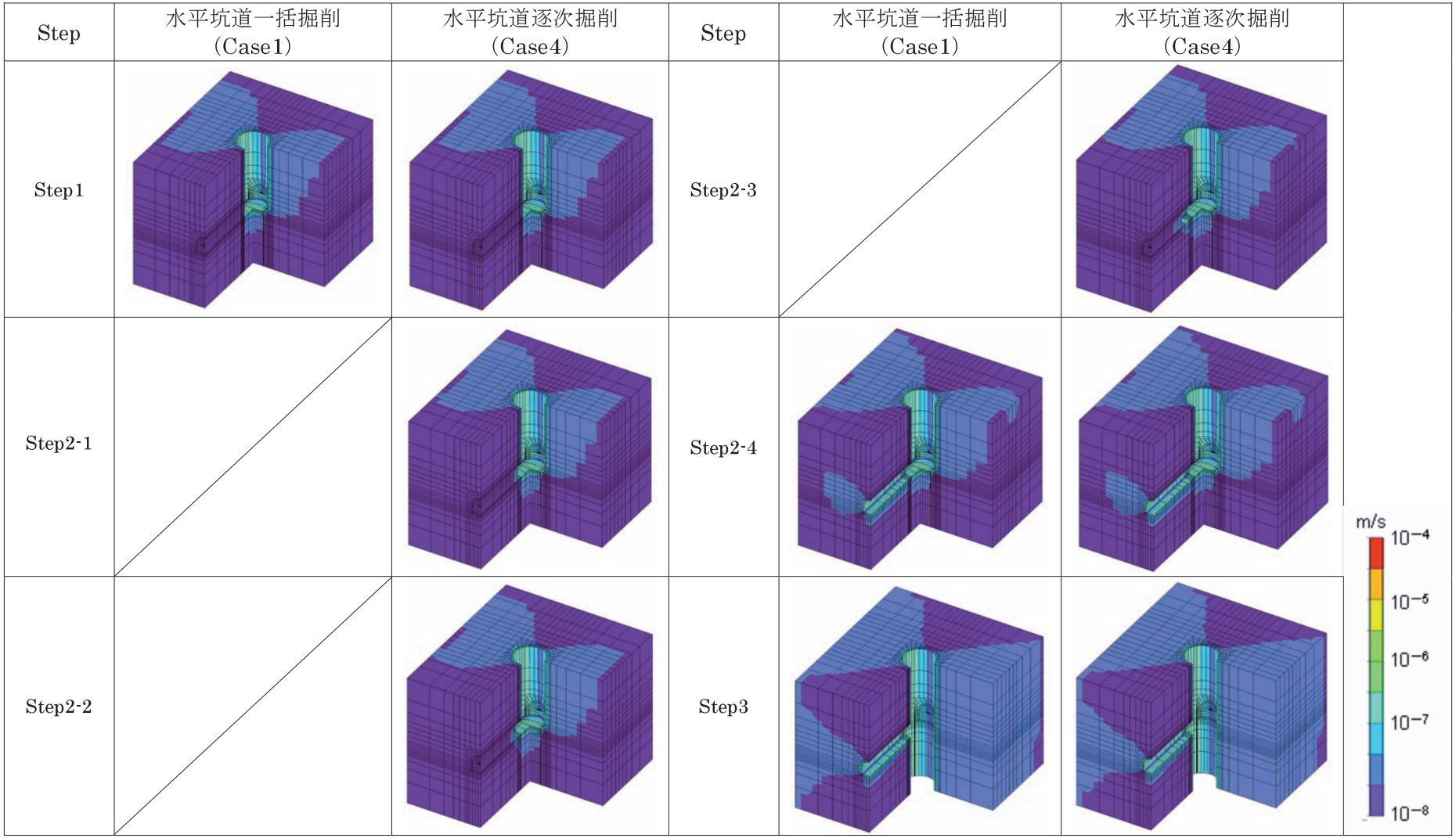


図 3-54　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　平均透水係数 3 次元コンター図

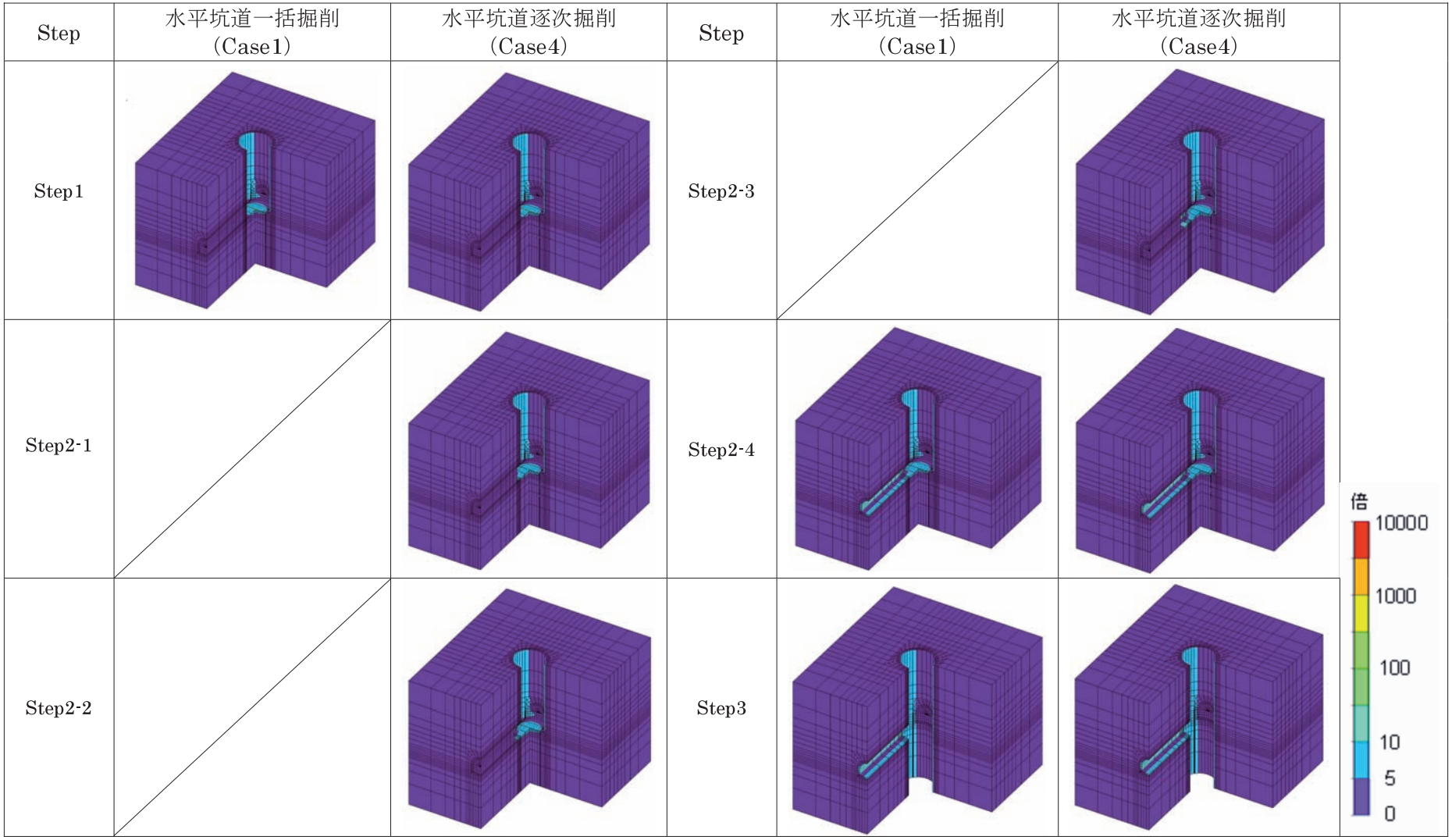


図 3-55　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　平均透水係数増加率 3 次元コンター図

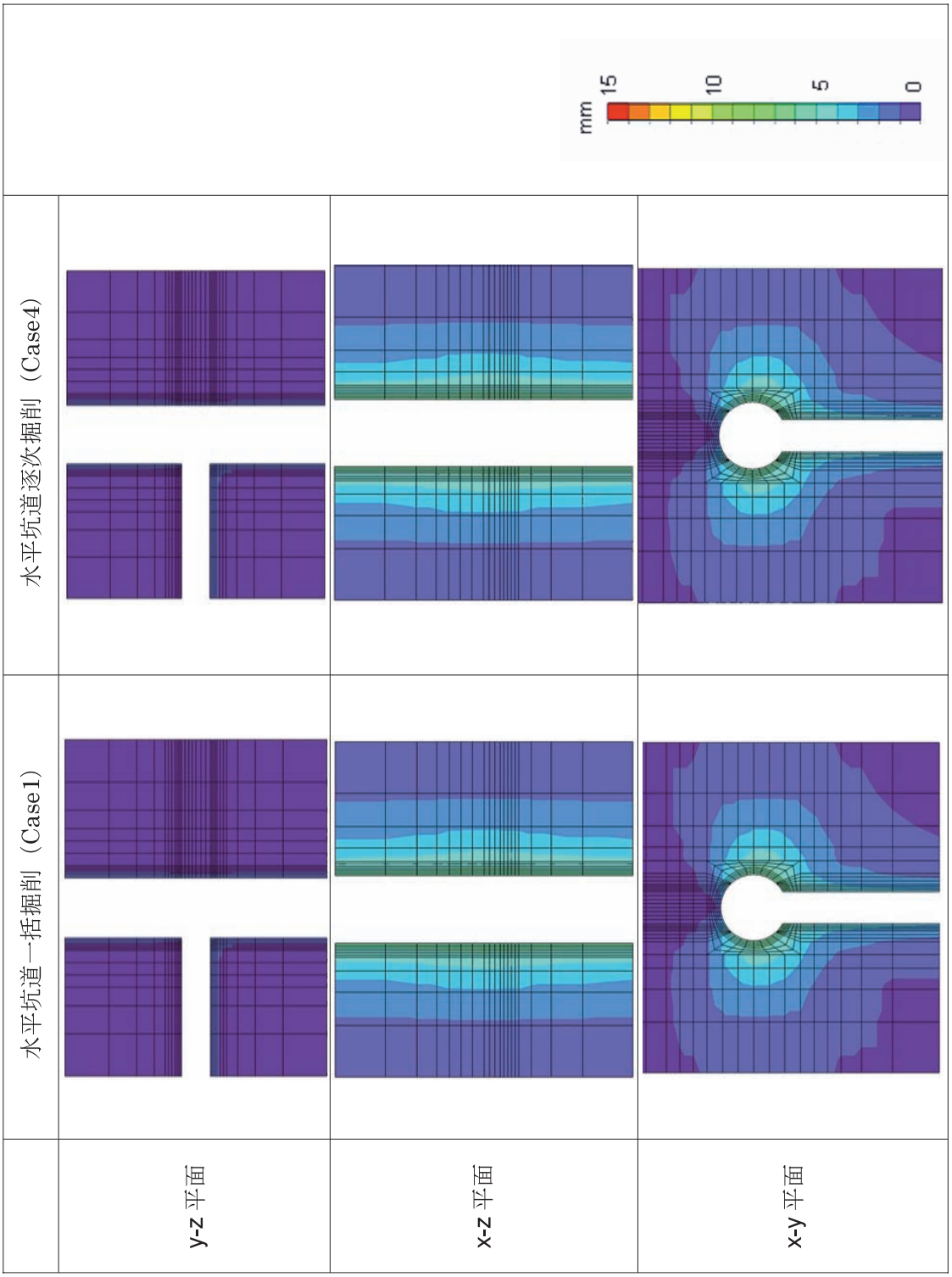


図 3-56　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　岩盤内変位分布

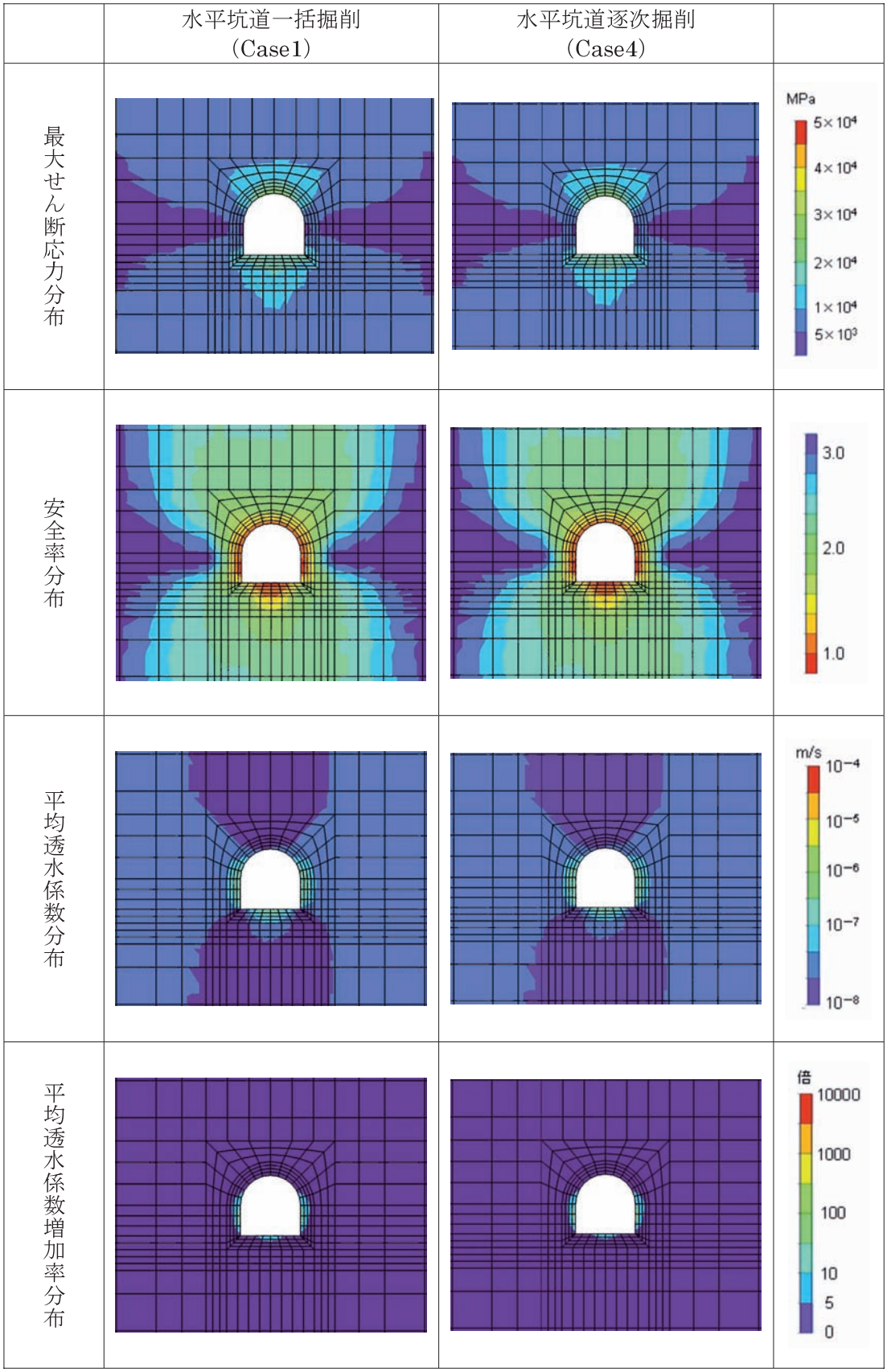


図 3-57　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　水平坑道、平面 A（1D）

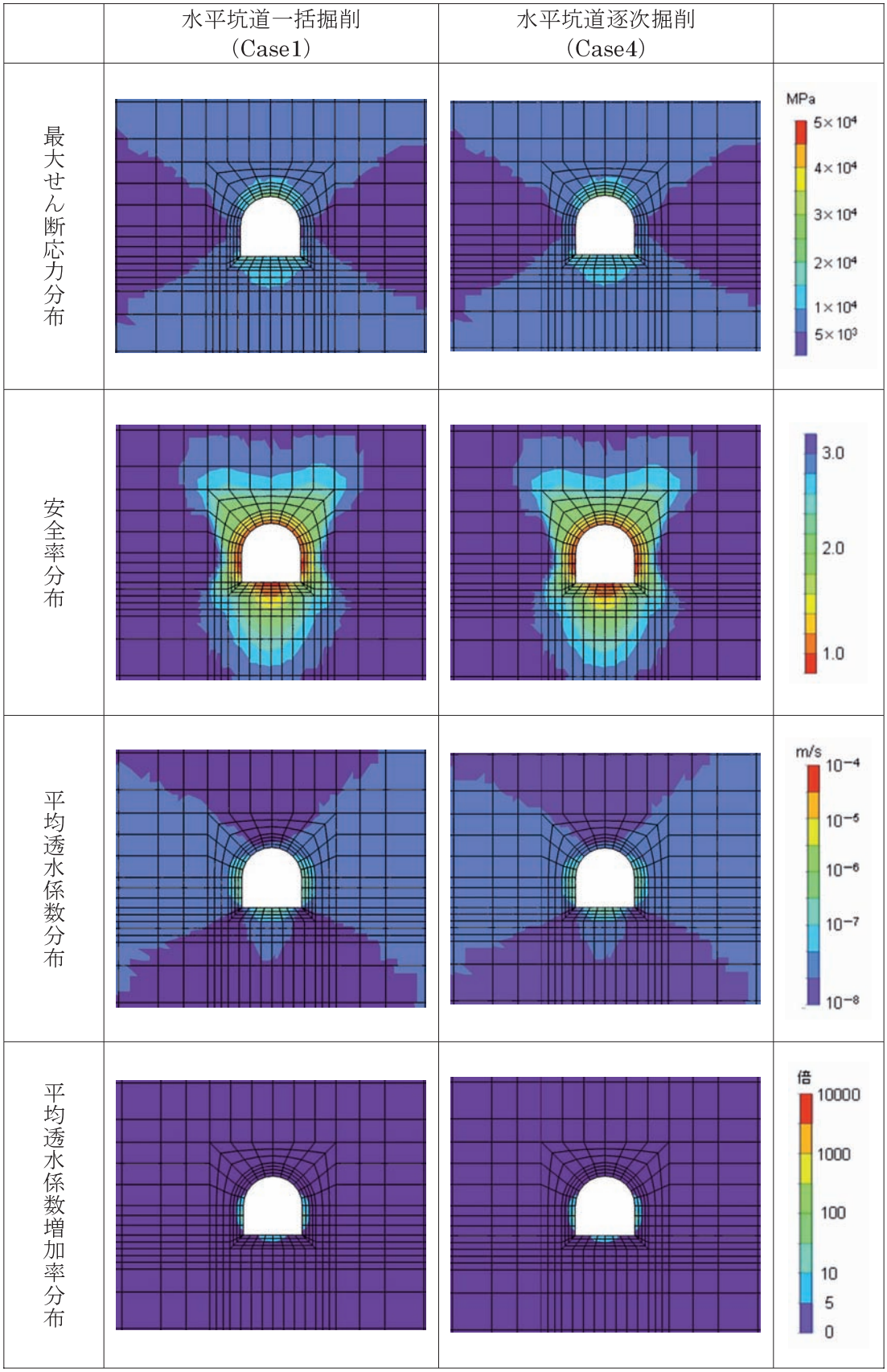


図 3-58　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　水平坑道、平面 B（2.5D）

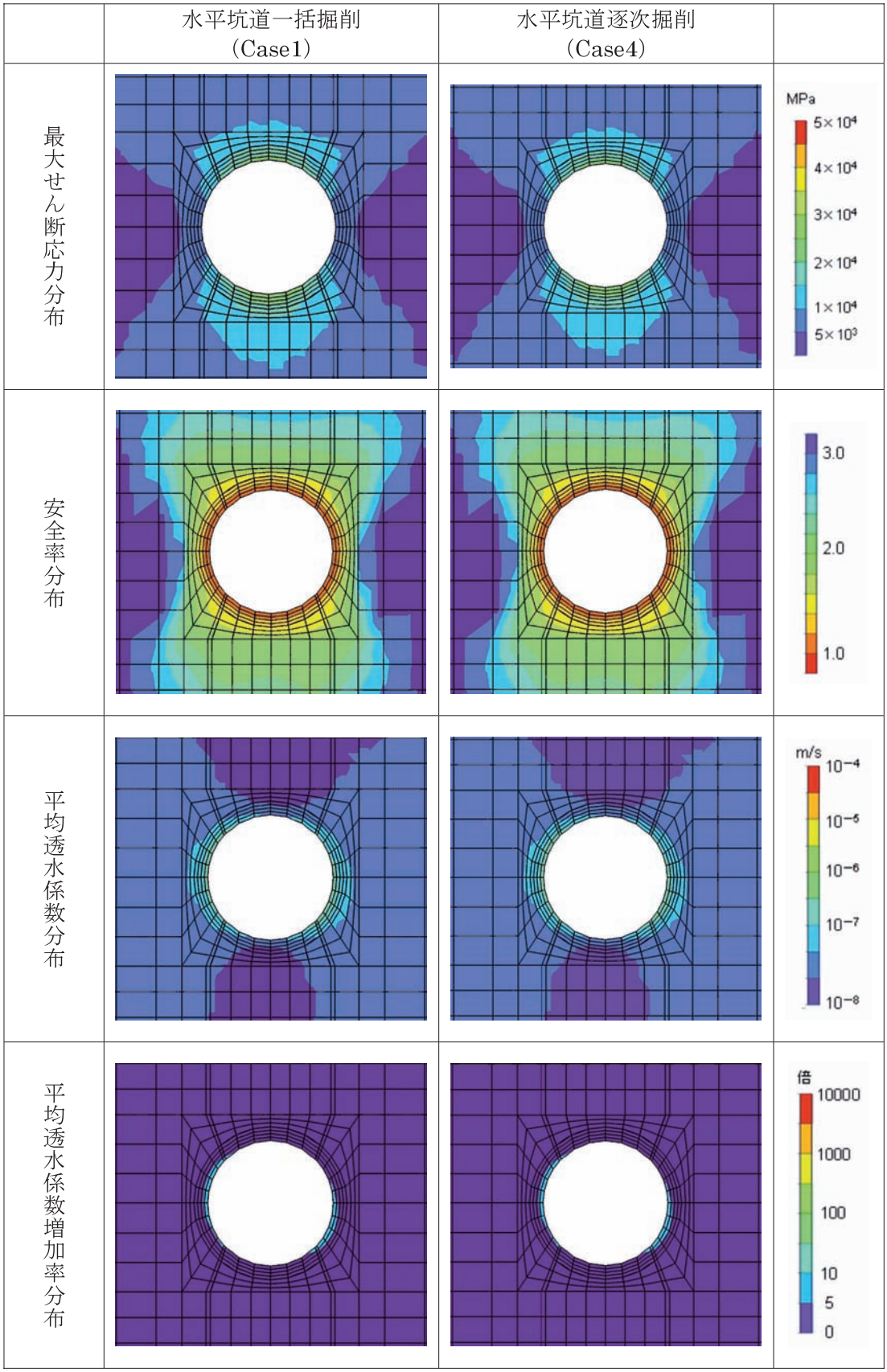


図 3-59　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　立坑、平面 C（1d）

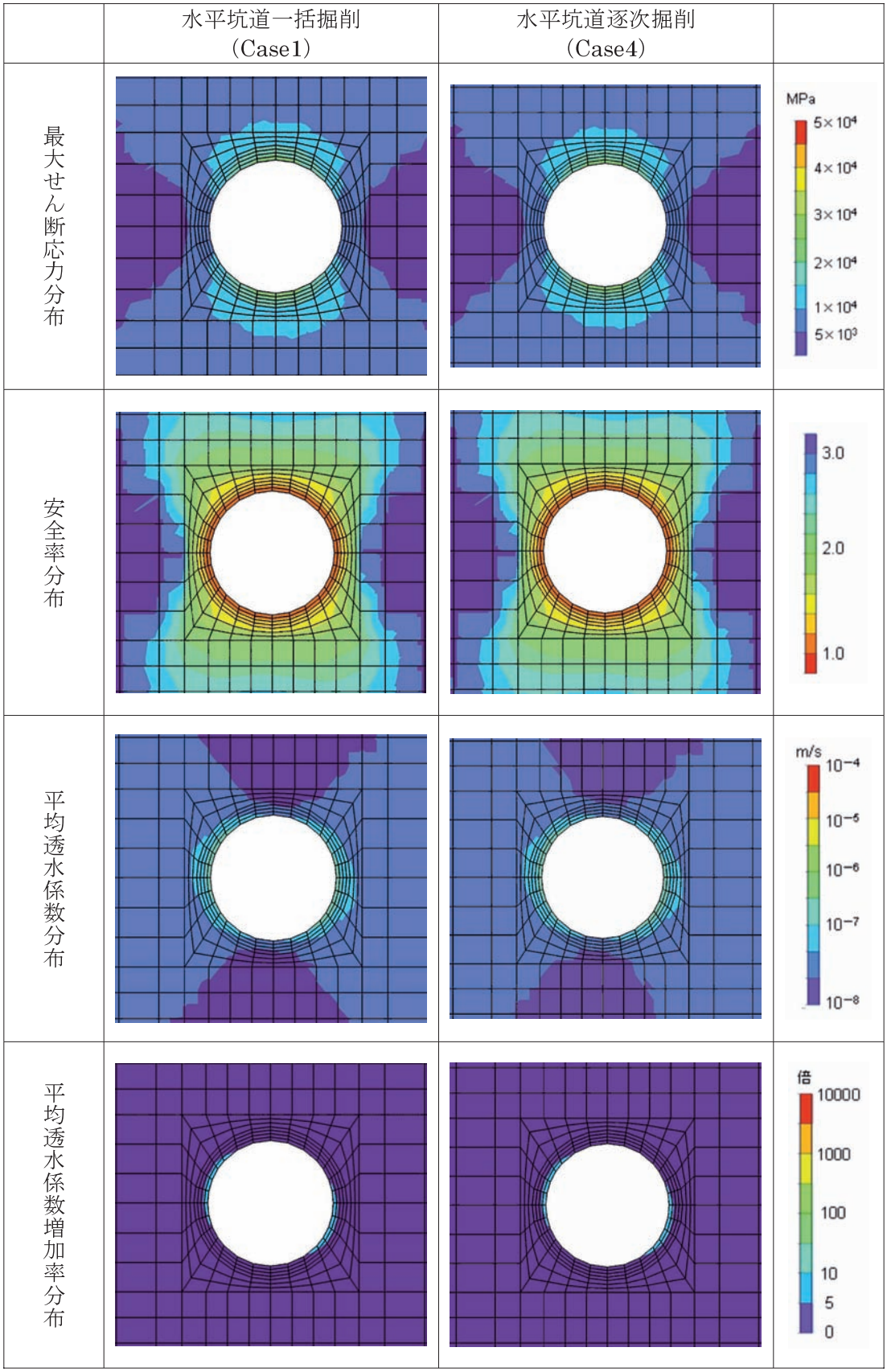


図 3-60　水平坑道掘削ステップ細分化の影響　立坑、平面 D（2d）

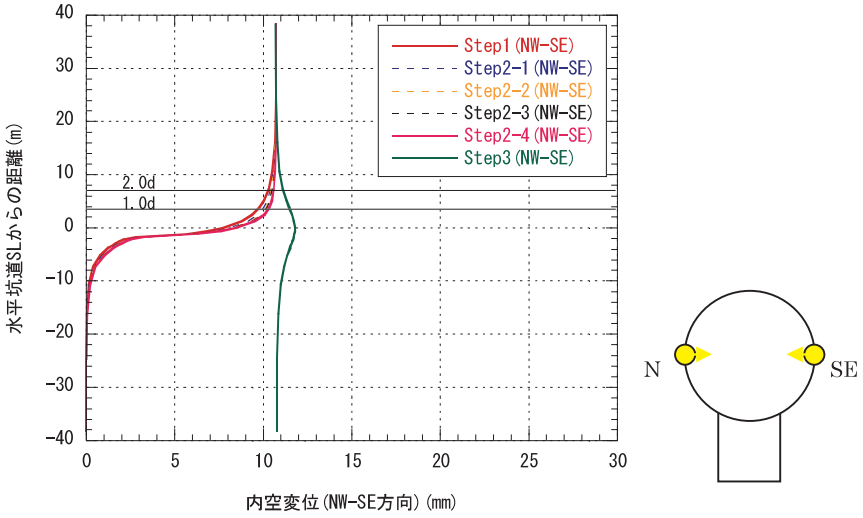


図 3-61　水平坑道掘削ステップ細分化の影響
立坑の内空変位量（NW-SE 方向）

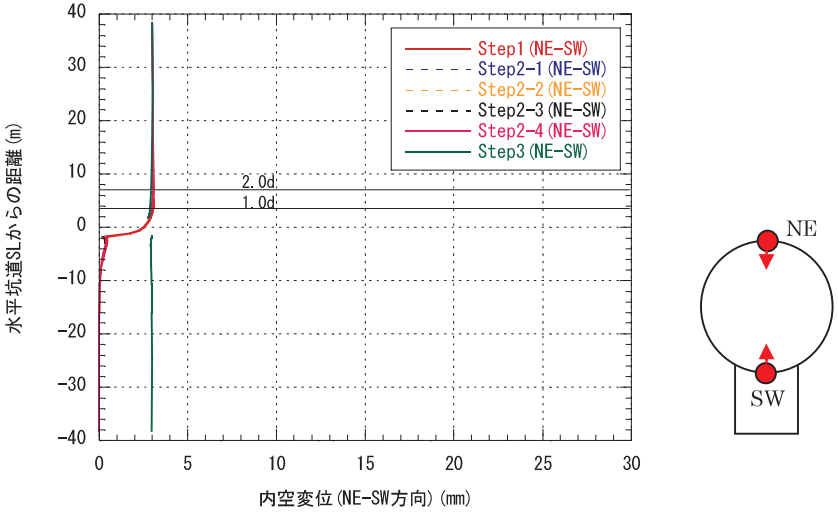


図 3-62　水平坑道掘削ステップ細分化の影響
立坑の内空変位量（NE-SW 方向）

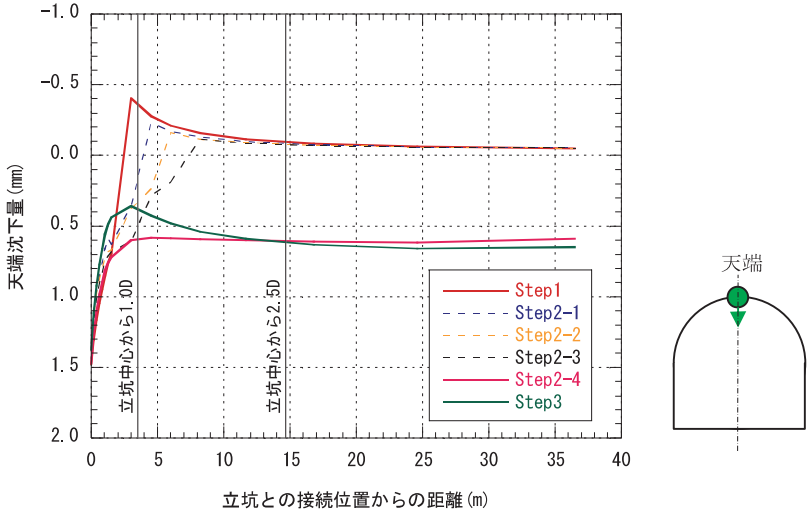


図 3-63　水平坑道掘削ステップ細分化の影響
水平坑道の天端沈下量

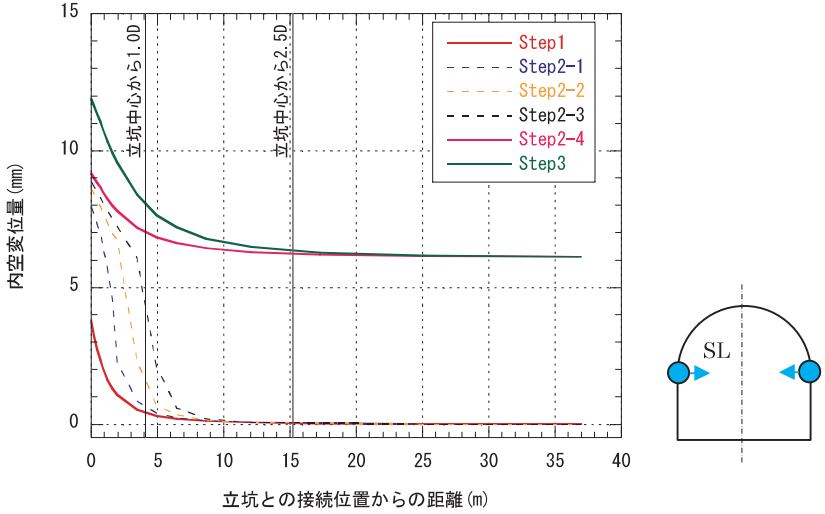


図 3-64　水平坑道掘削ステップ細分化の影響
水平坑道の内空変位量

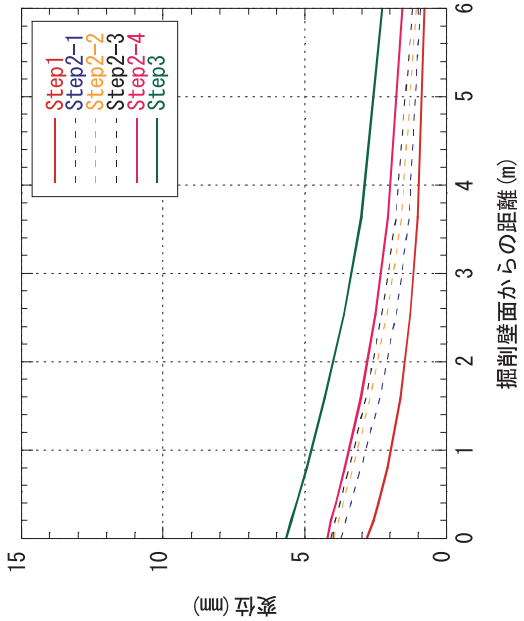


図 3-65(1)　岩盤内変位分布（Case4、R-1 方向）

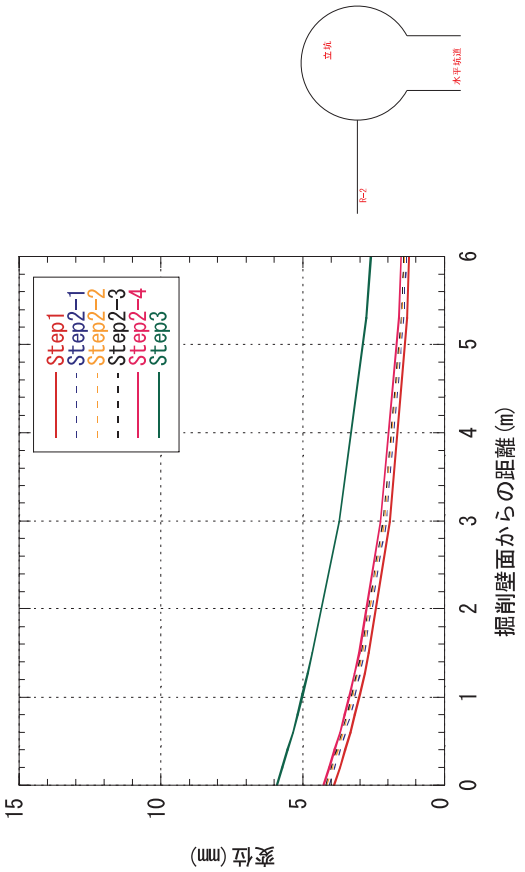


図 3-65(2)　岩盤内変位分布（Case4、R-2 方向）

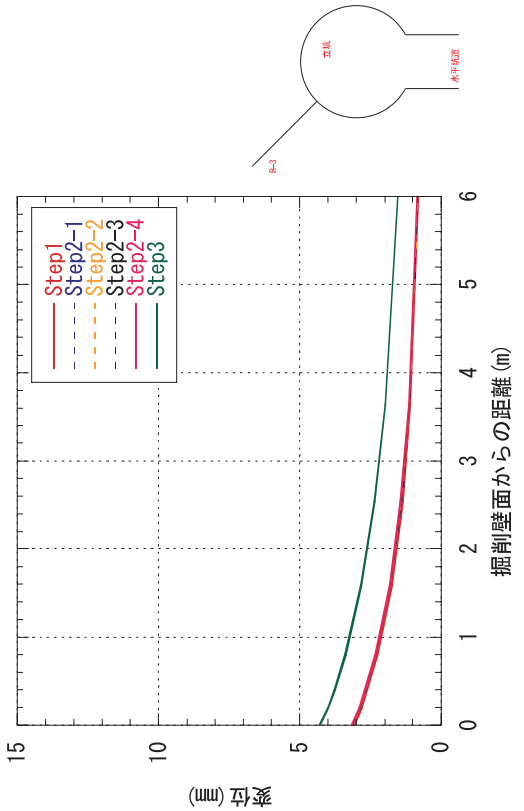


図 3-65(3)　岩盤内変位分布（Case4、R-3 方向）

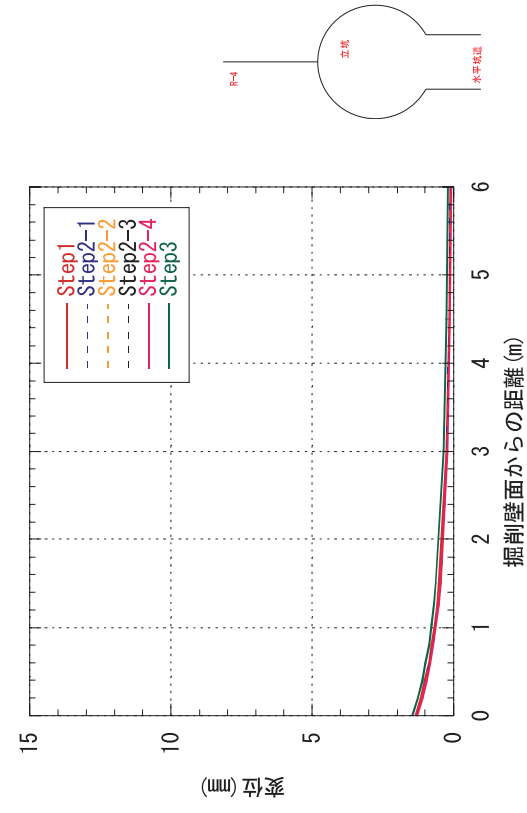


図 3-65(4)　岩盤内変位分布（Case4、R-4 方向）

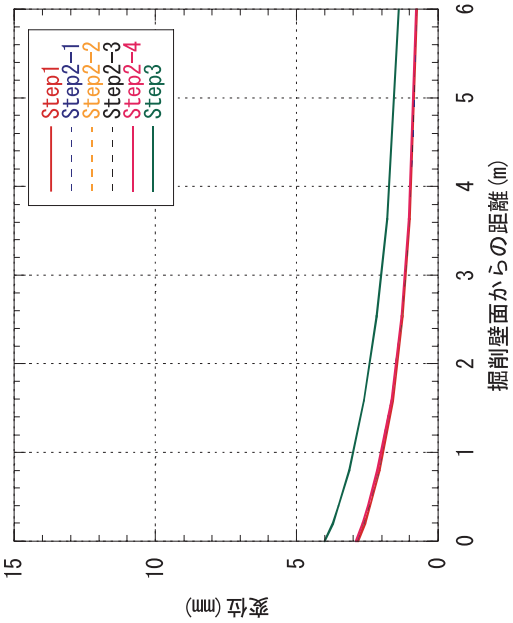


図 3-65(5)　岩盤内変位分布（Case4、R-5 方向）

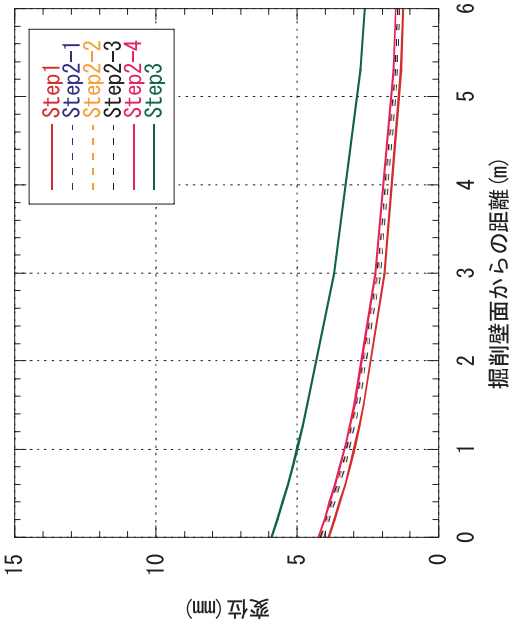


図 3-65(6)　岩盤内変位分布（Case4、R-6 方向）

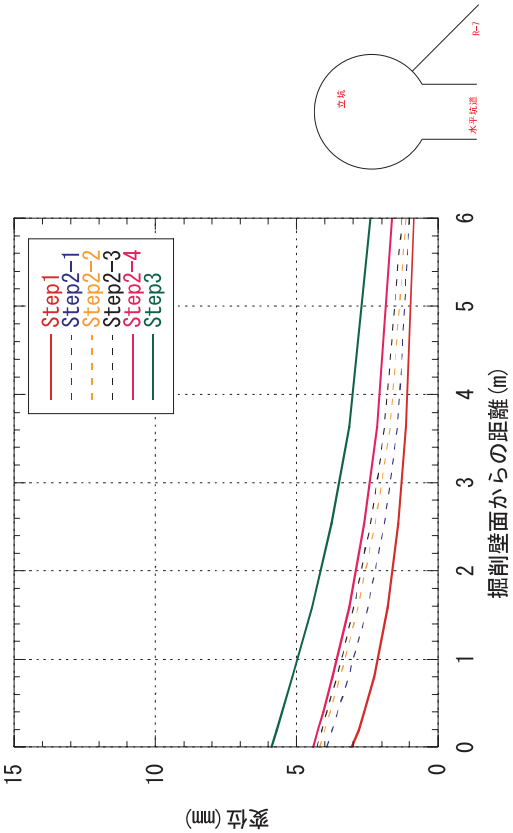


図 3-65(7)　岩盤内変位分布（Case4、R-7 方向）

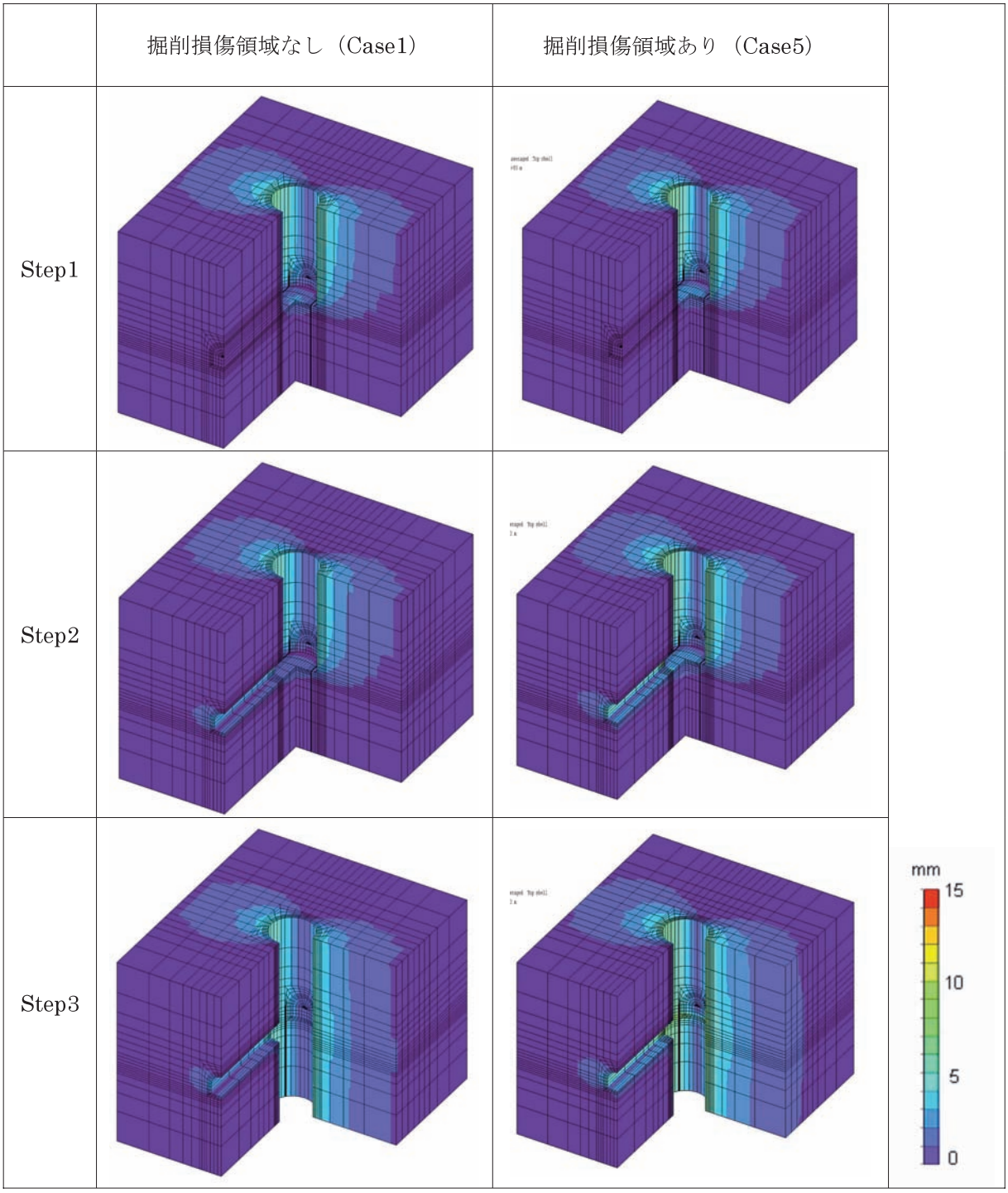


図 3-66　掘削損傷領域の有無による影響　岩盤変位 3 次元コンター図

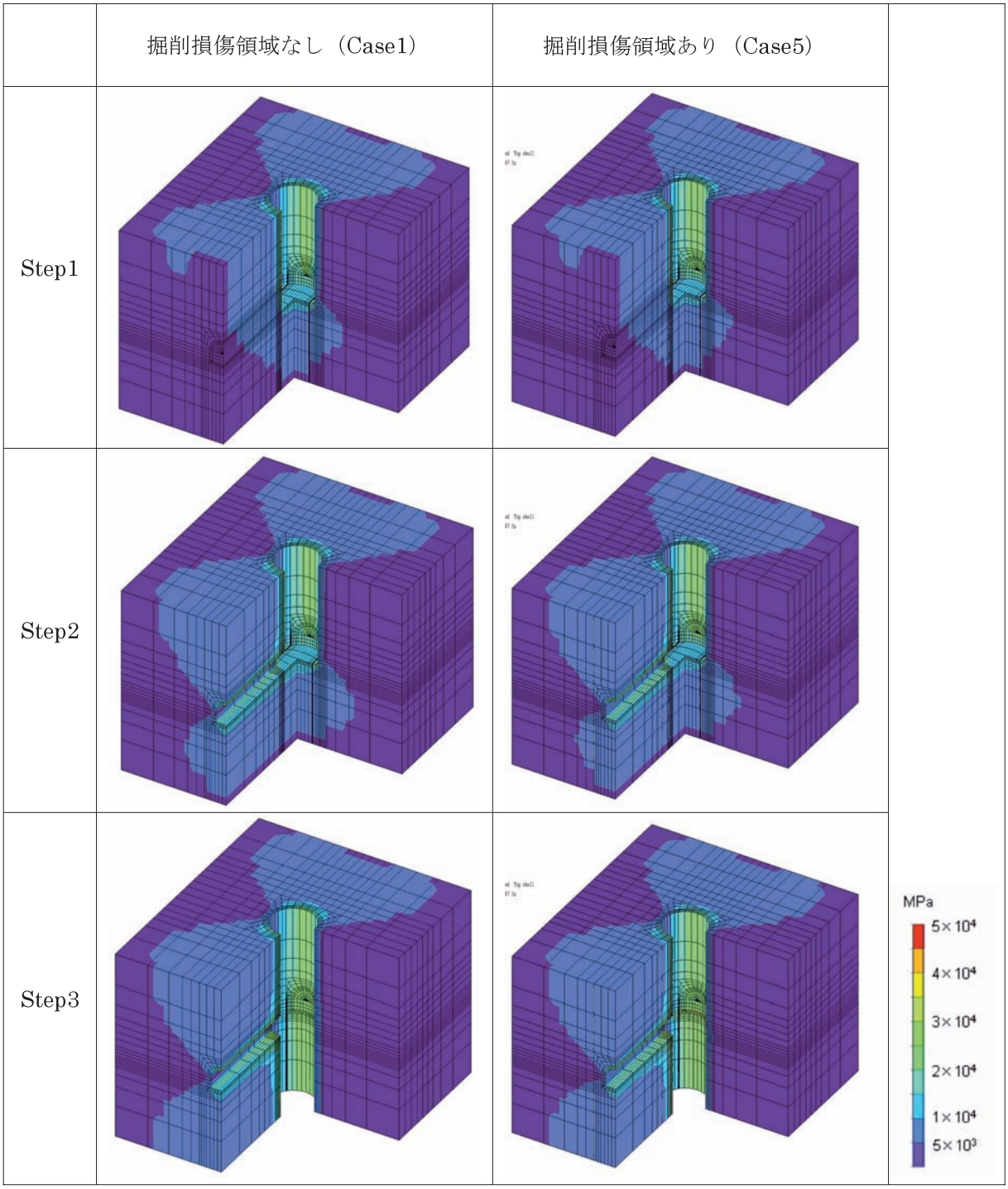


図 3-67　掘削損傷領域の有無による影響　最大せん断応力 3 次元コンター図

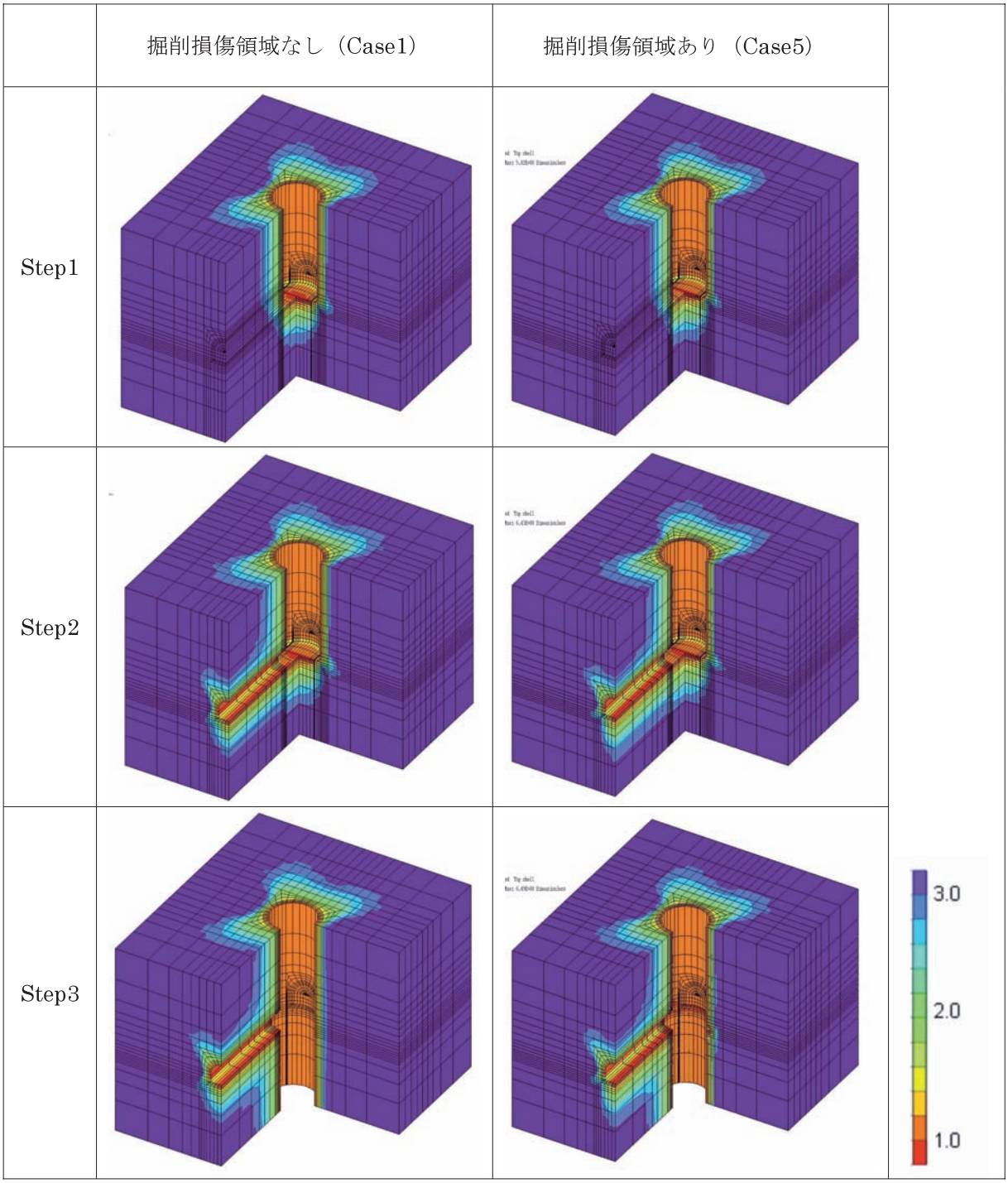


図 3-68　掘削損傷領域の有無による影響　安全率 3 次元コンター図

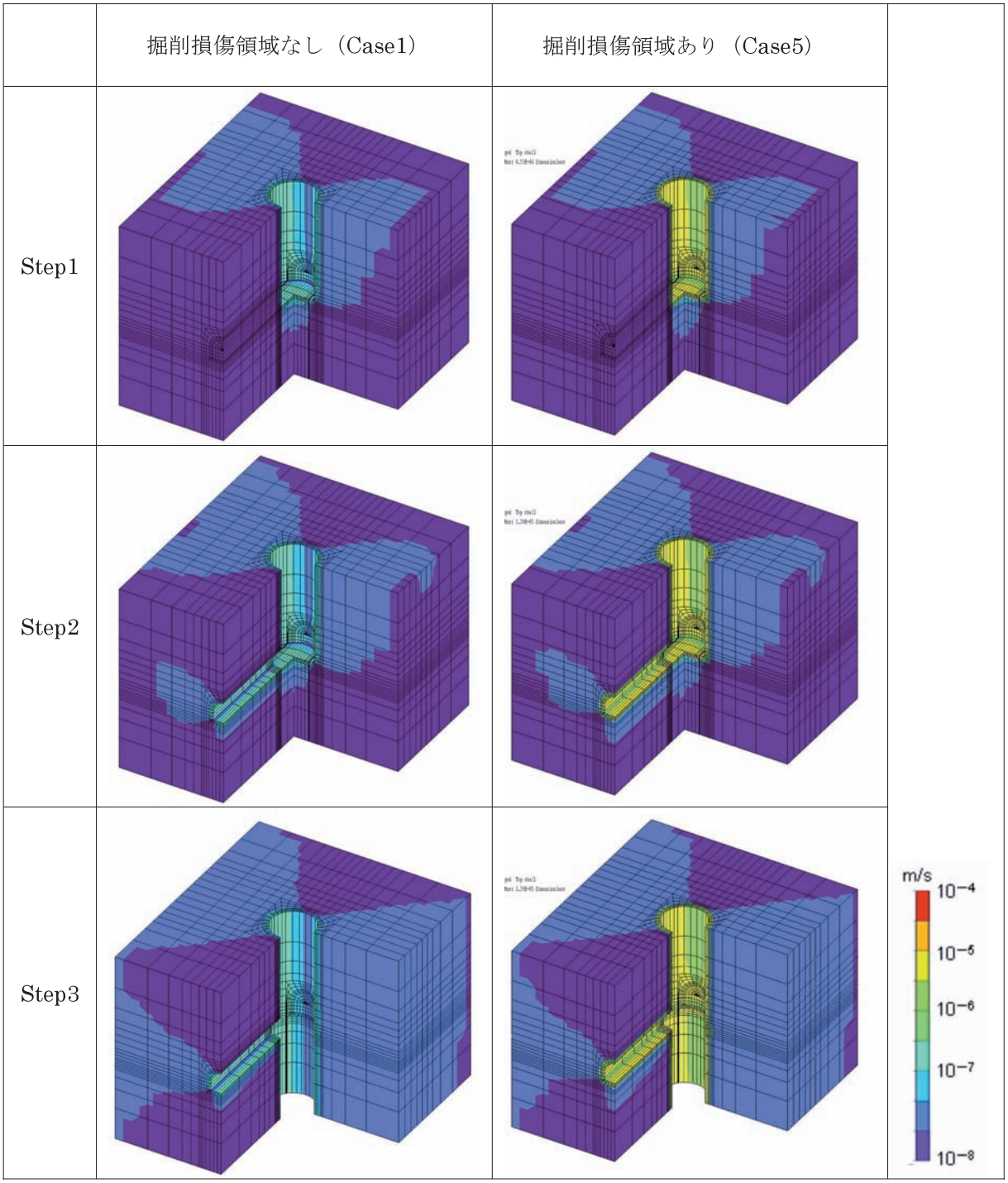


図 3-69　掘削損傷領域の有無による影響　平均透水係数 3 次元コンター図

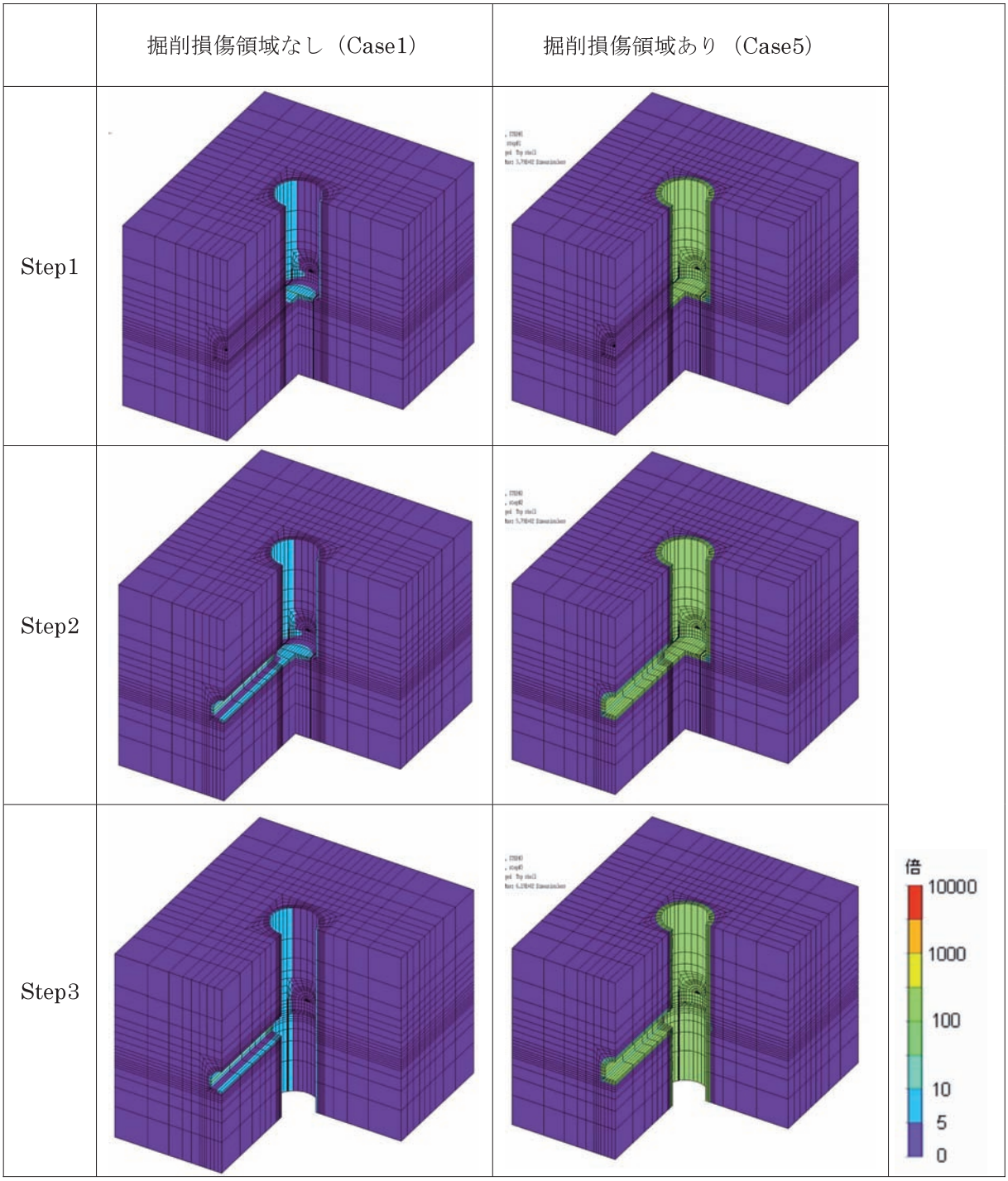


図 3-70　掘削損傷領域の有無による影響　平均透水係数増加率 3 次元コンター図

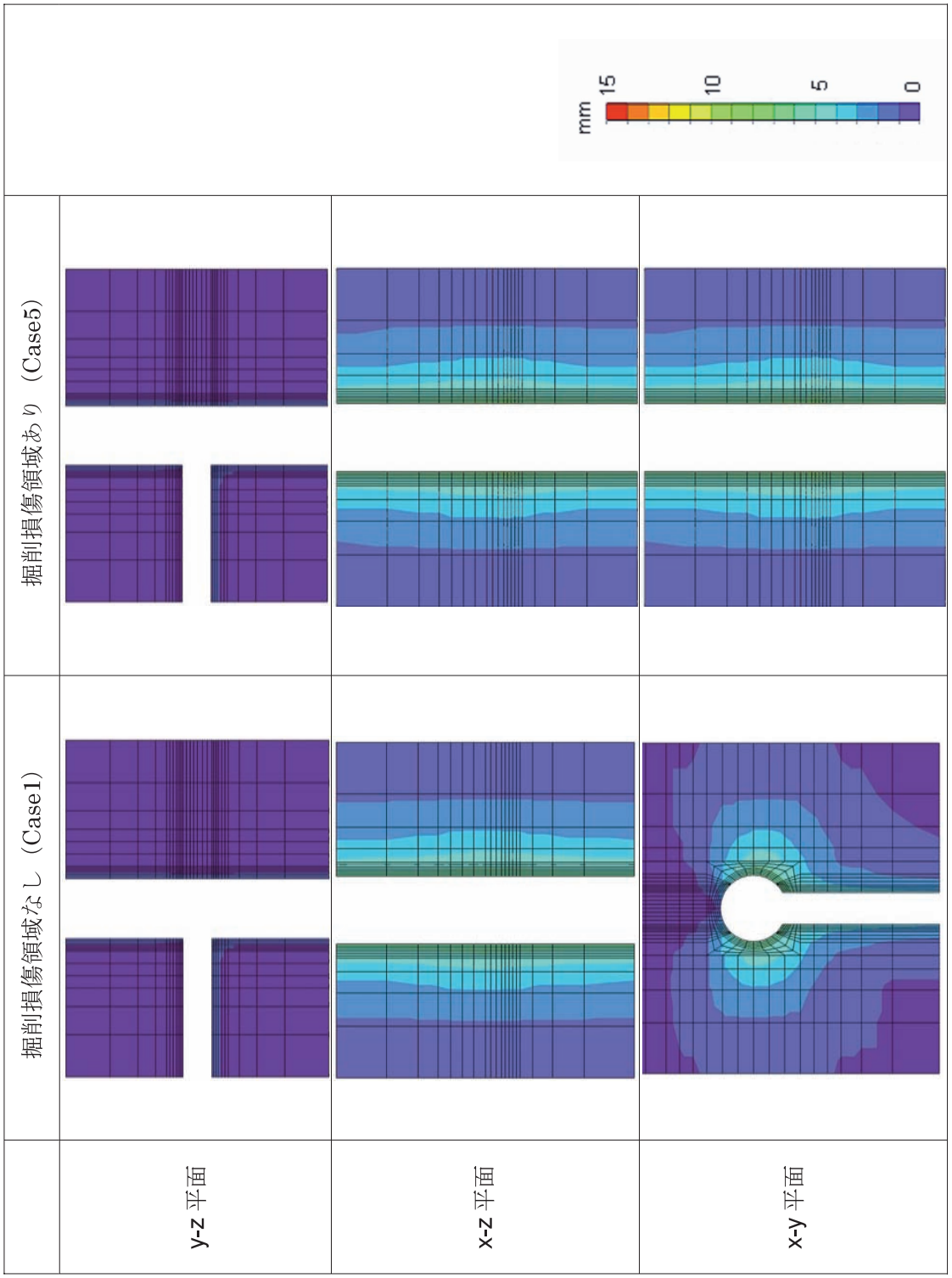


図 3-71　掘削損傷領域の有無による影響　岩盤内変位分布

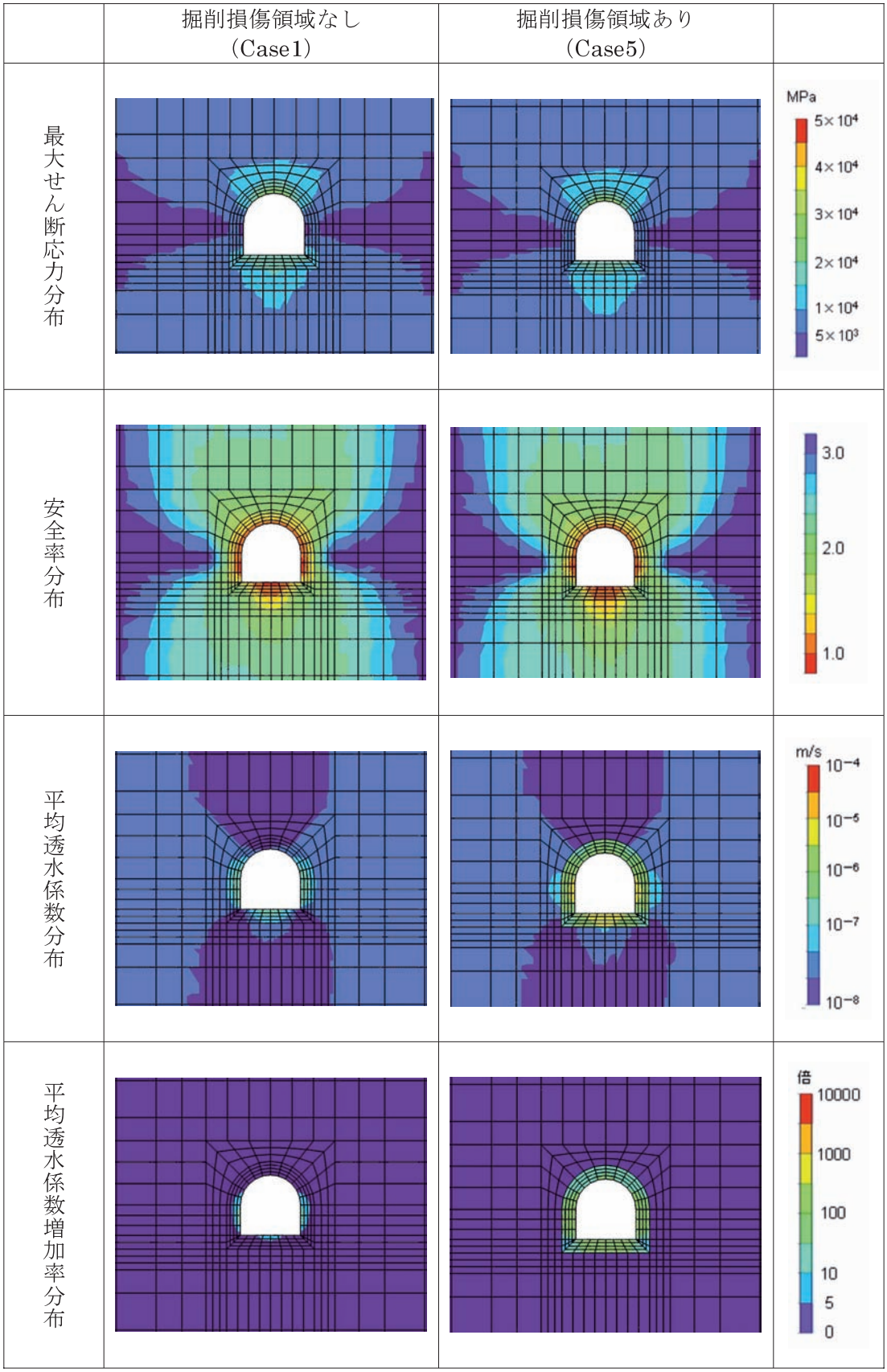


図 3-72　掘削損傷領域の有無による影響　水平坑道、平面 A（1D）

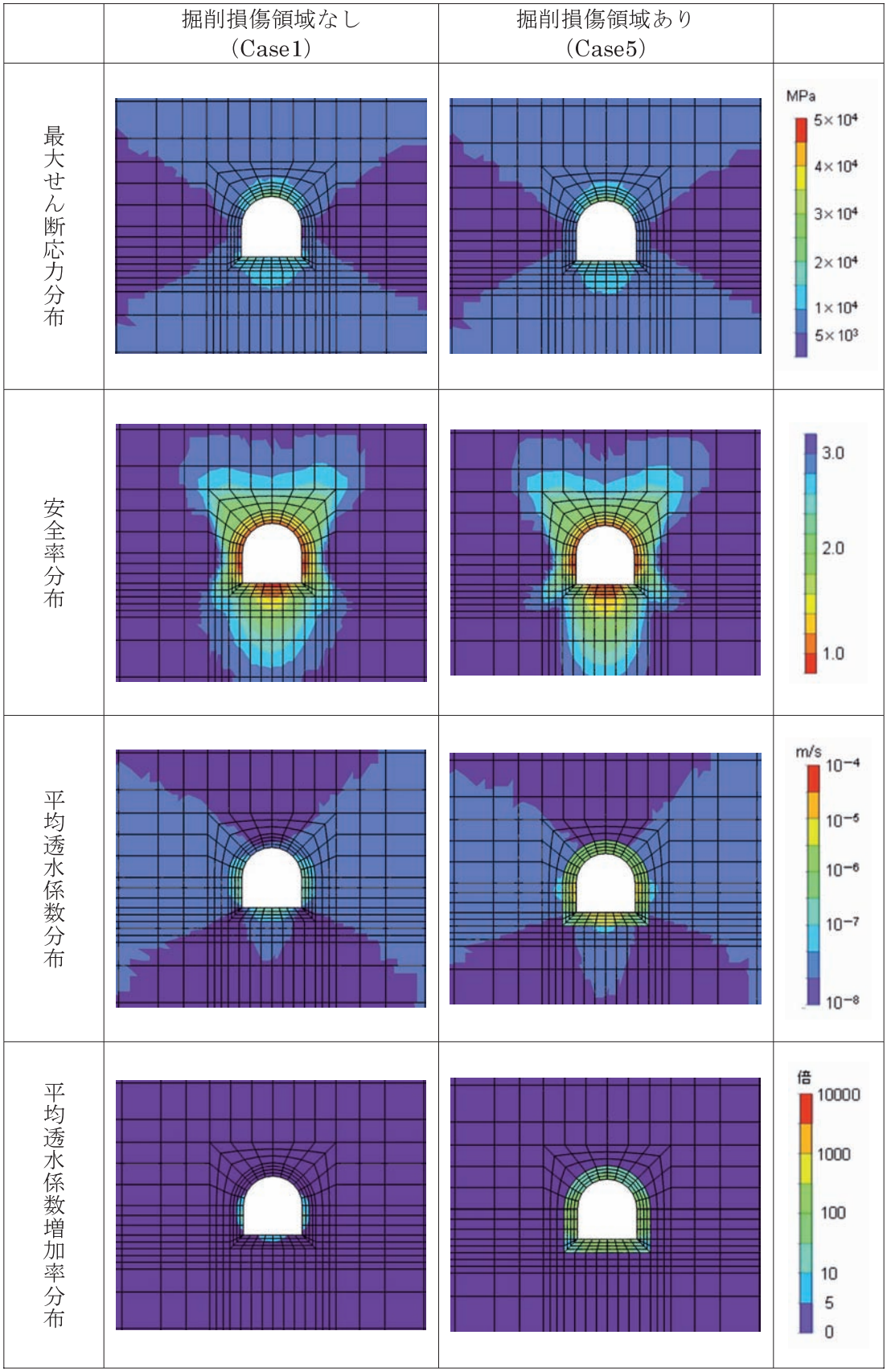


図 3-73　掘削損傷領域の有無による影響　水平坑道、平面 B（2.5D）

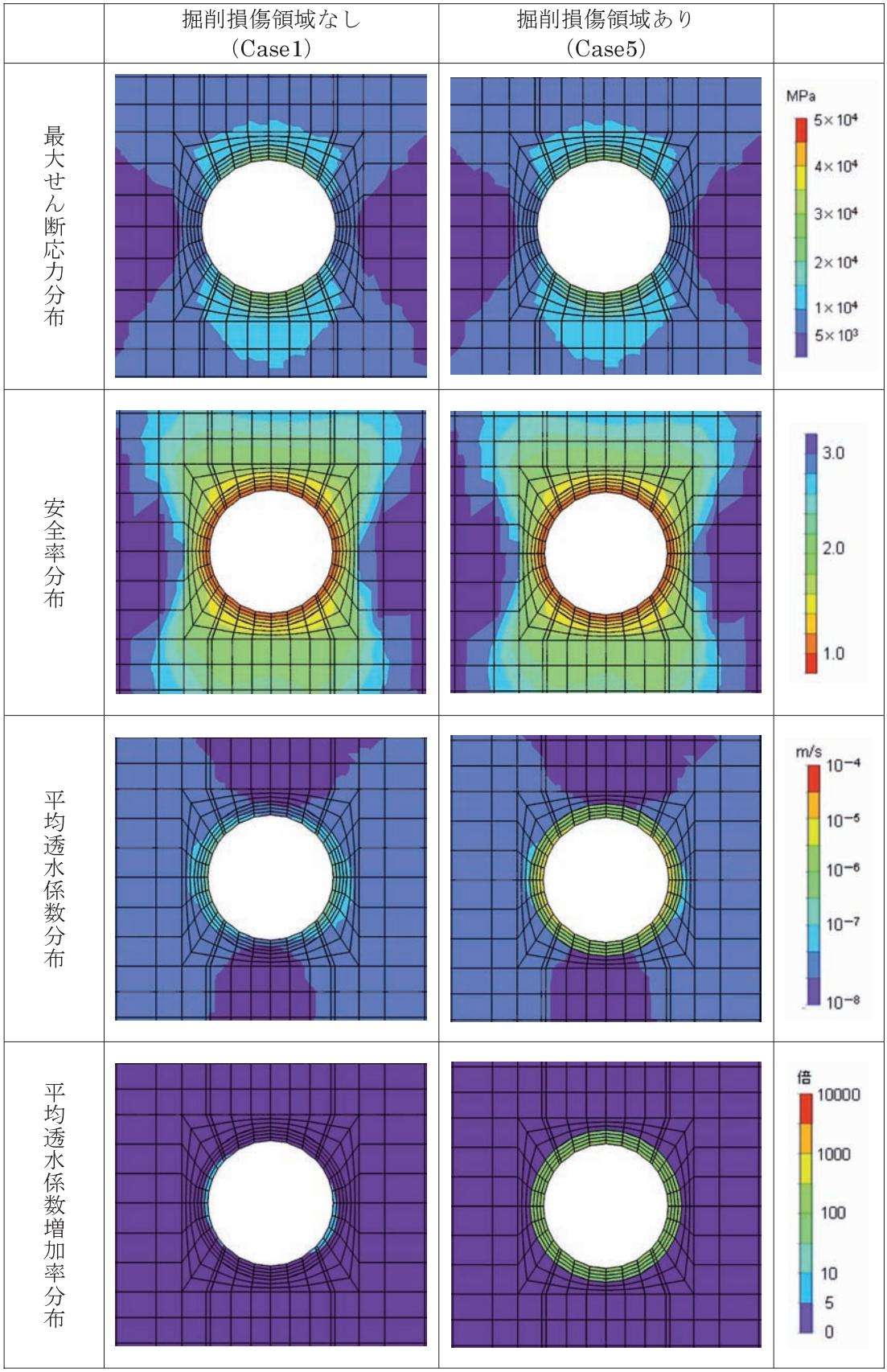


図 3-74　掘削損傷領域の有無による影響　立坑、平面 C（1d）

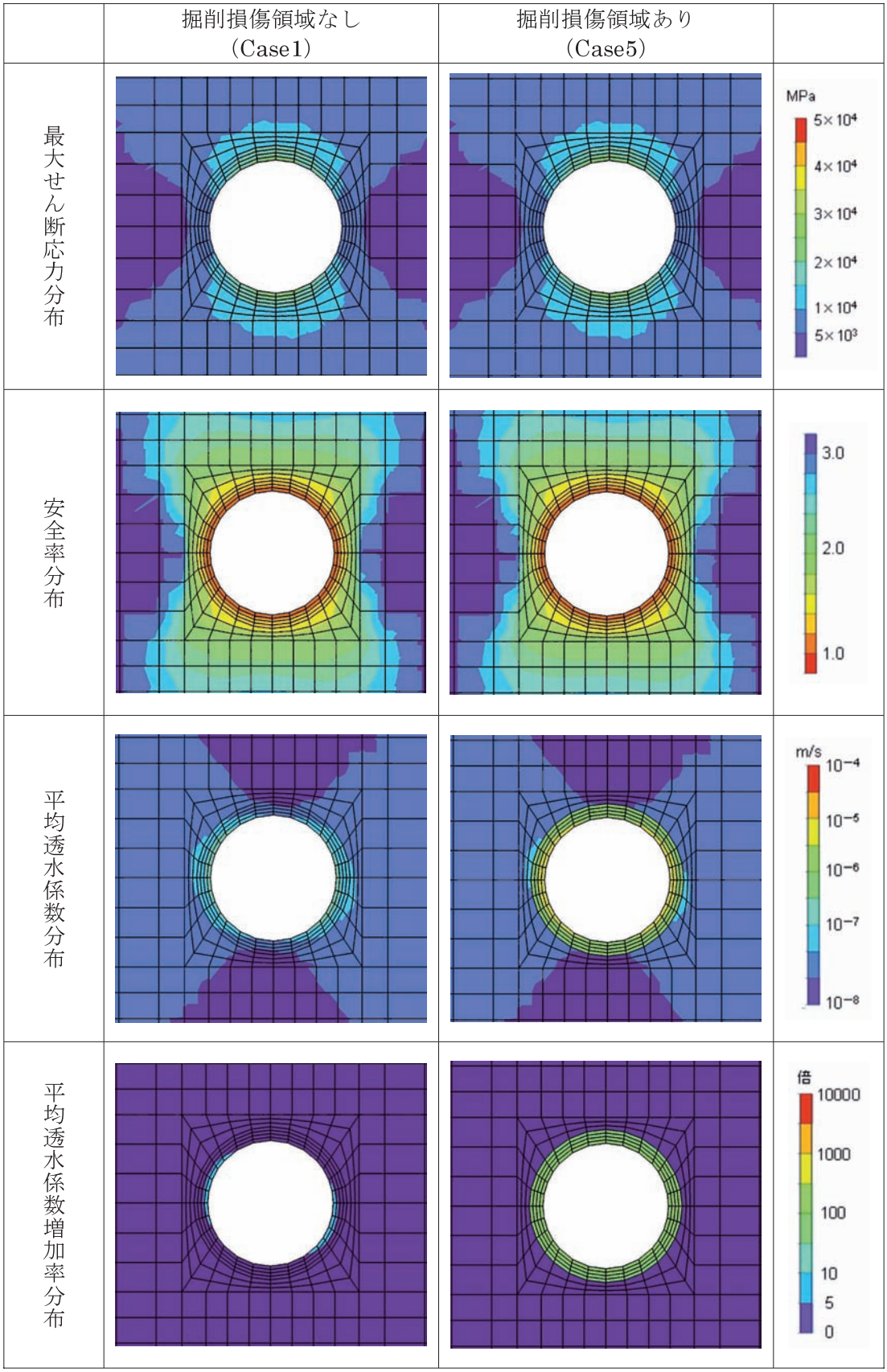


図 3-75　掘削損傷領域の有無による影響　立坑、平面 D（2d）

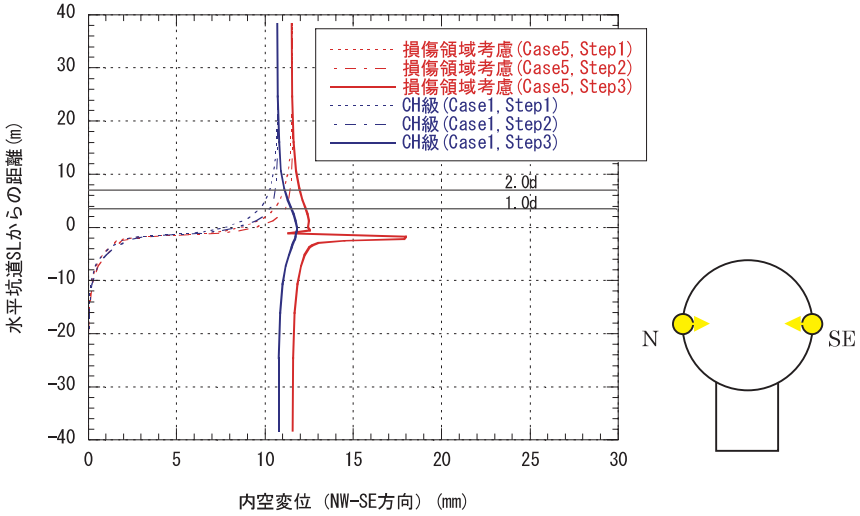


図 3-76　掘削損傷領域の有無による影響
立坑の内空変位量（NW-SE 方向）

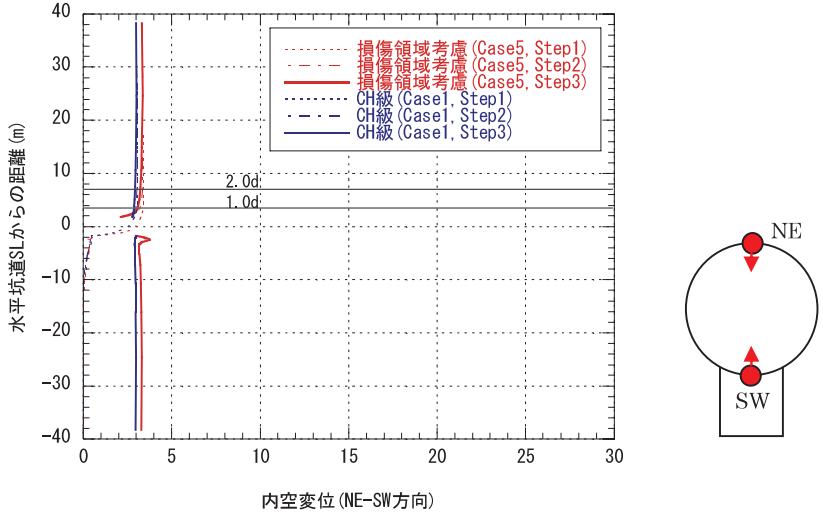


図 3-77　掘削損傷領域の有無による影響
立坑の内空変位量（NE-SW 方向）

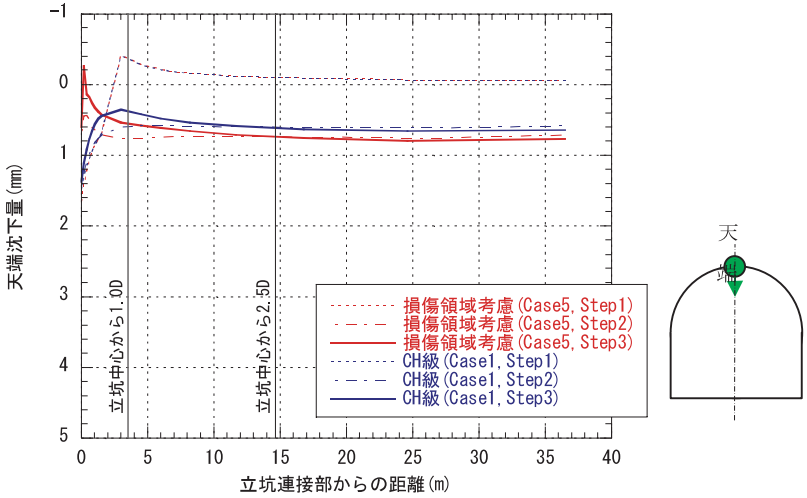


図 3-78　掘削損傷領域の有無による影響
水平坑道の天端沈下量

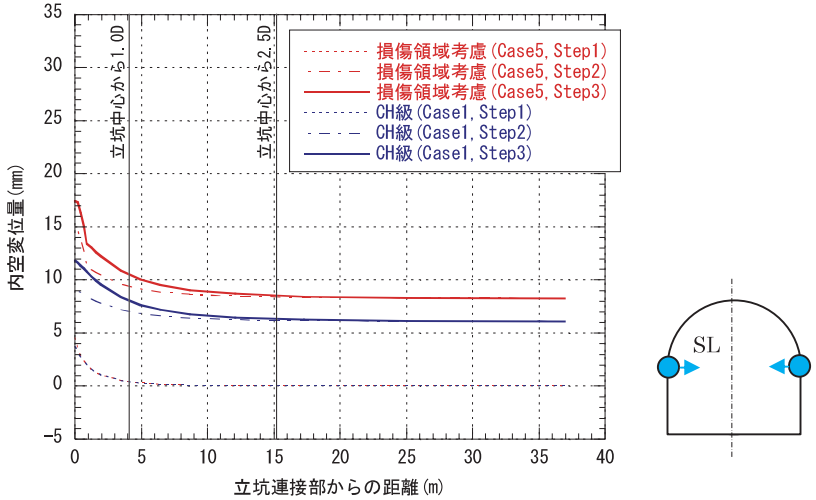


図 3-79　掘削損傷領域の有無による影響
水平坑道の内空変位量

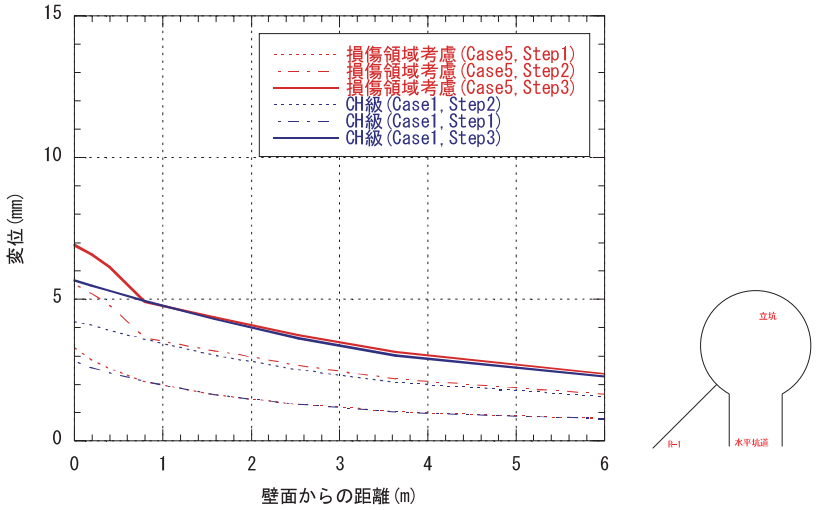


図 3-80(1)　岩盤内変位分布（Case5、R-1 方向）

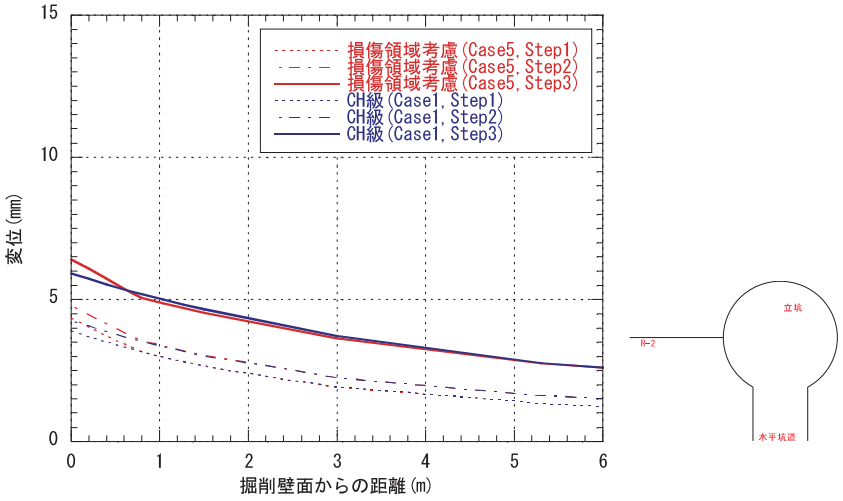


図 3-80(2)　岩盤内変位分布（Case5、R-2 方向）

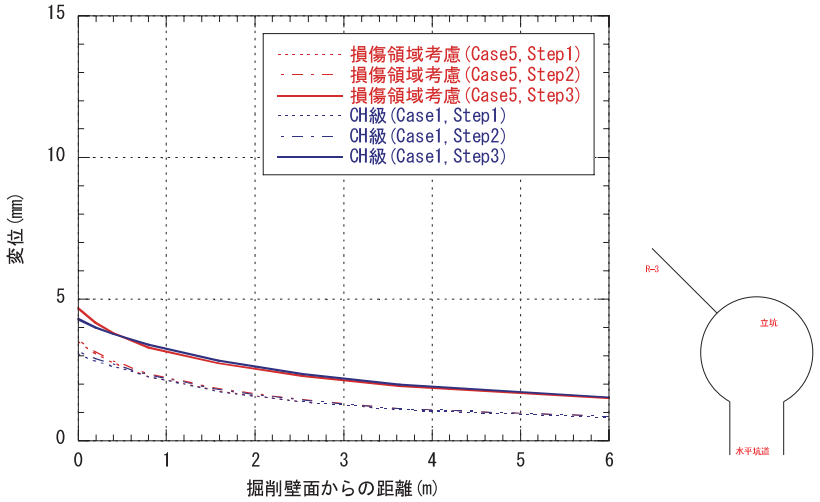


図 3-80(3)　岩盤内変位分布（Case5、R-3 方向）

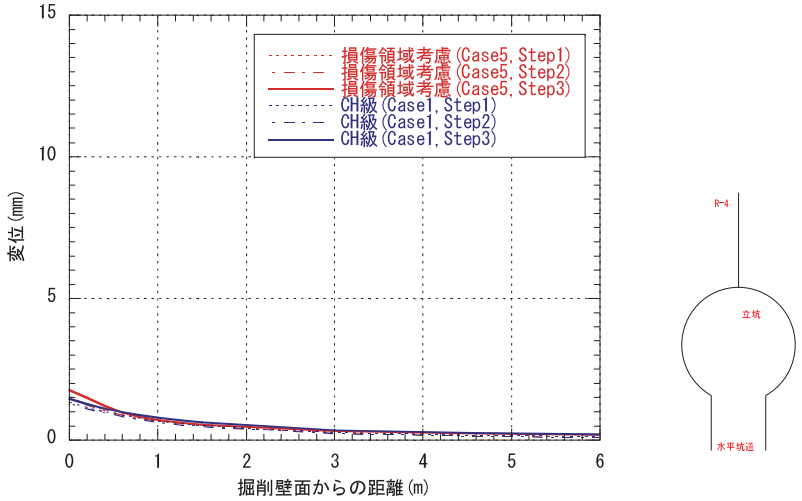


図 3-80(4)　岩盤内変位分布（Case5、R-4 方向）

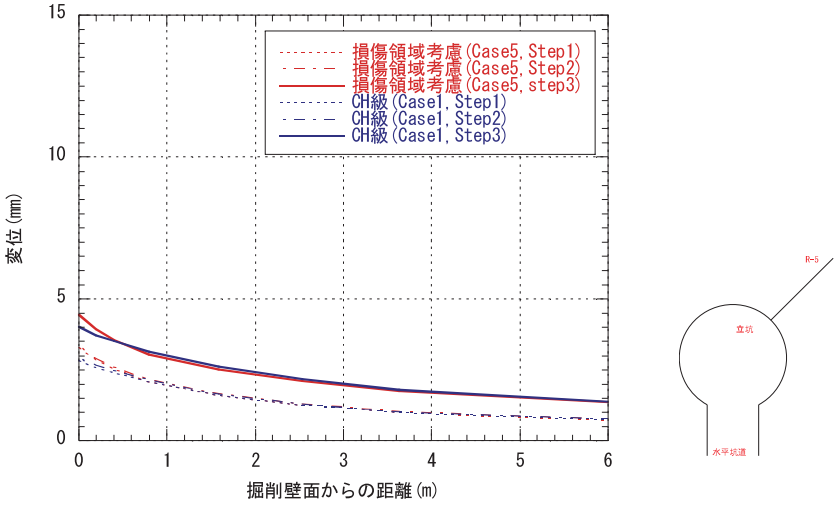


図 3-80(5)　岩盤内変位分布（Case5、R-5 方向）

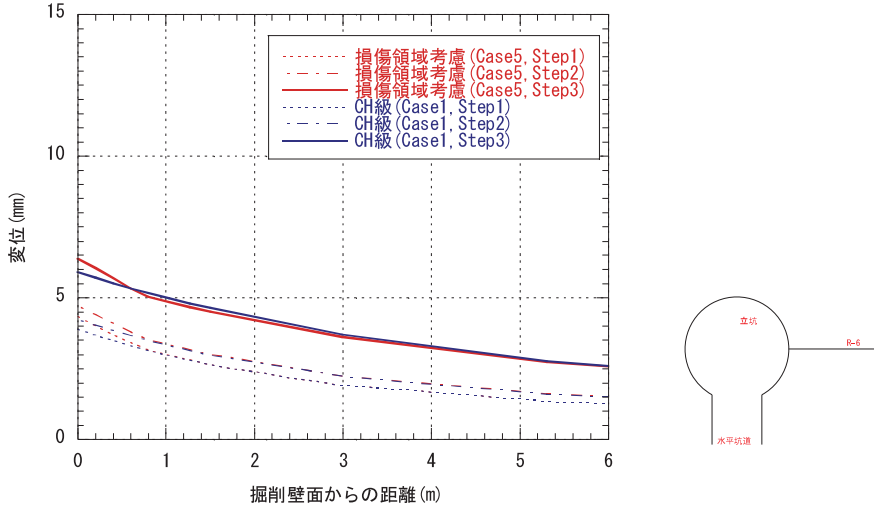


図 3-80(6)　岩盤内変位分布（Case5、R-6 方向）

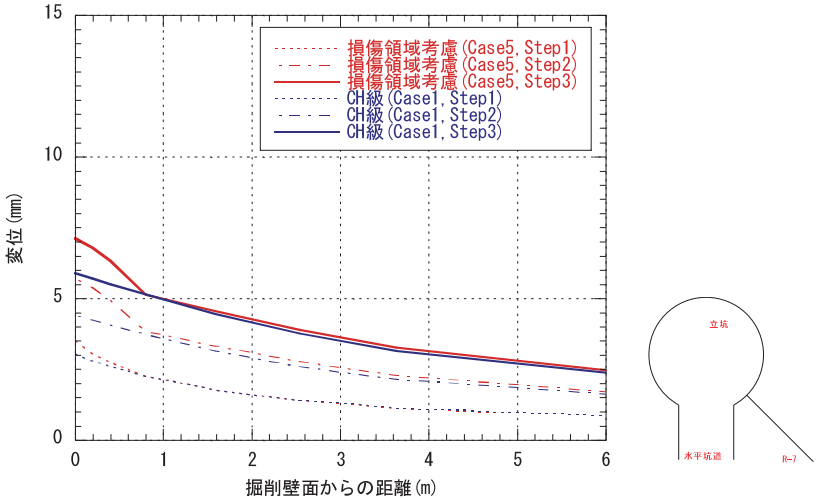


図 3-80(7)　岩盤内変位分布（Case5、R-7 方向）

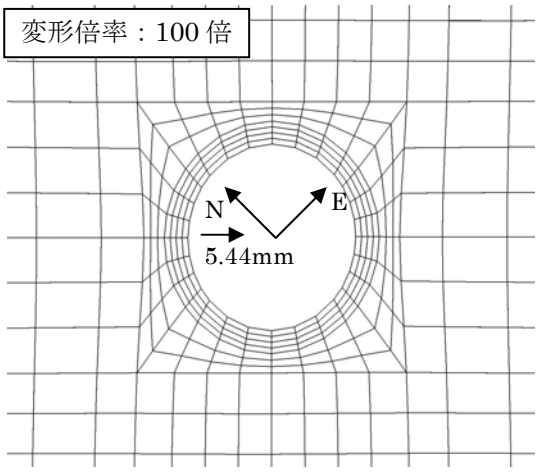
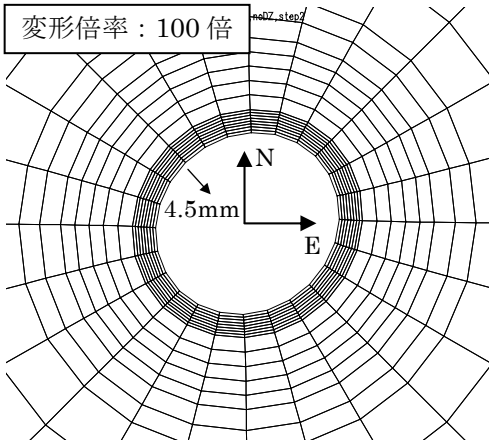
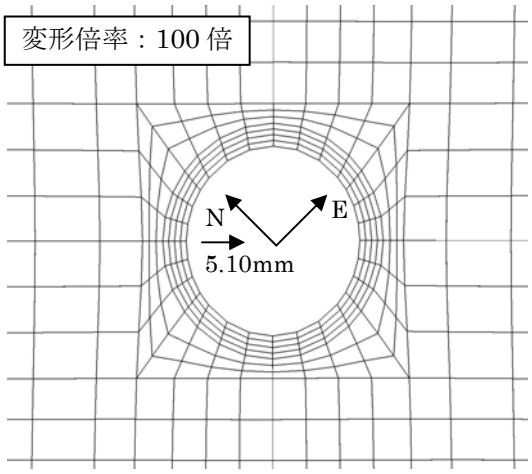
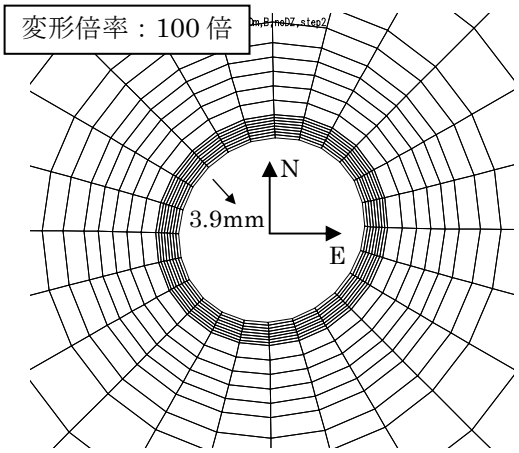
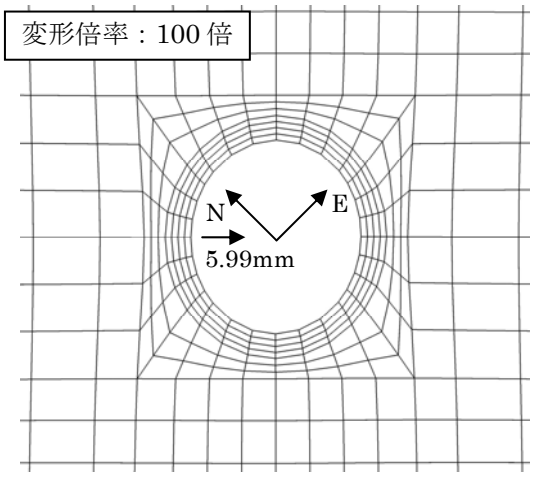
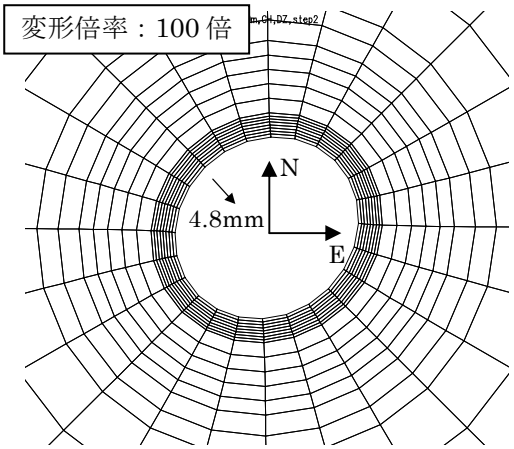
	3 次元解析	2 次元解析
CH 級		
B 級		
CH 級（掘削損傷領域有り）		

図 3-81　立坑の岩盤変位の比較

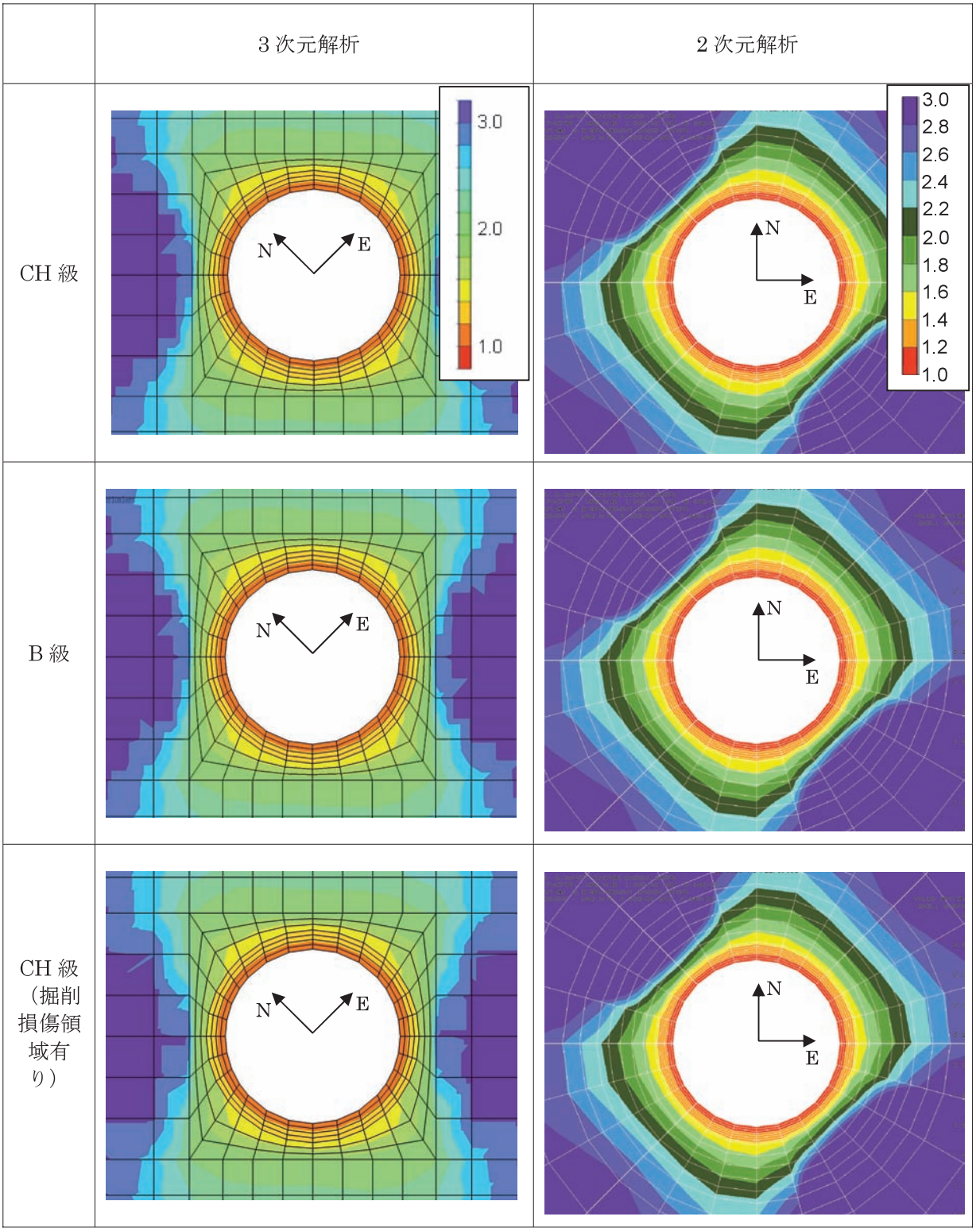


図 3-82　立坑の安全率の比較

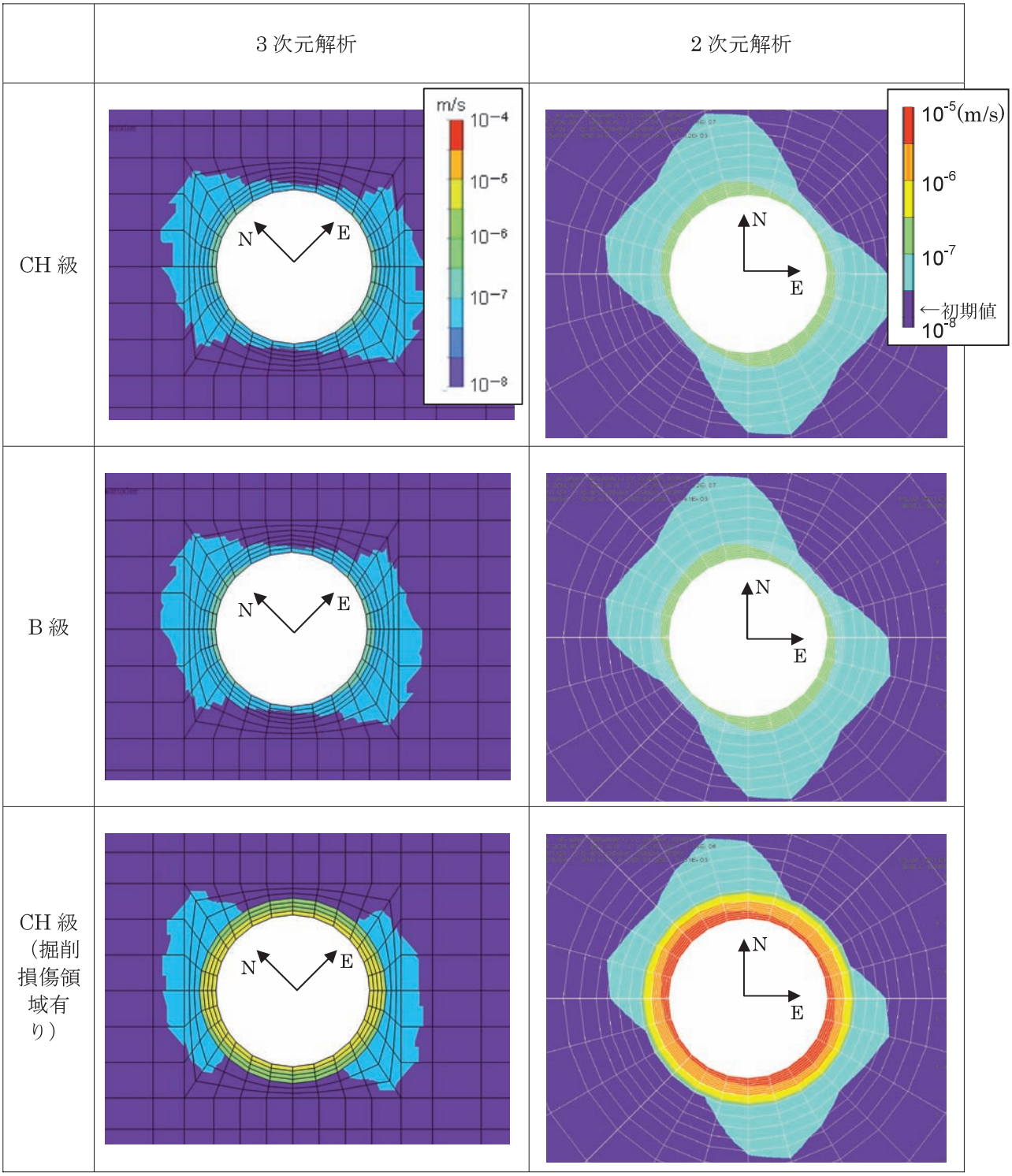


図 3-83　立坑の平均透水係数の比較

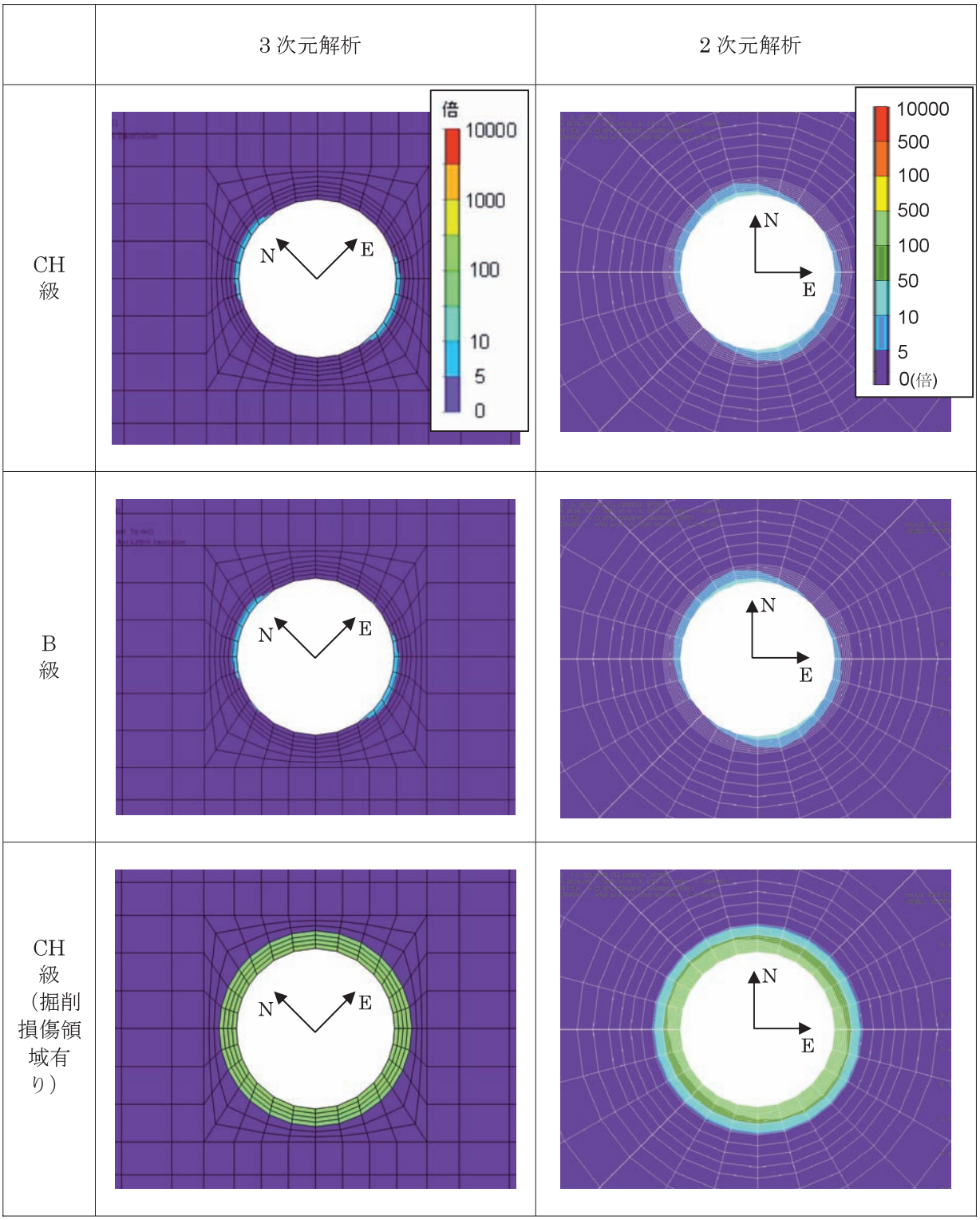


図 3-84　立坑の平均透水係数増加率の比較

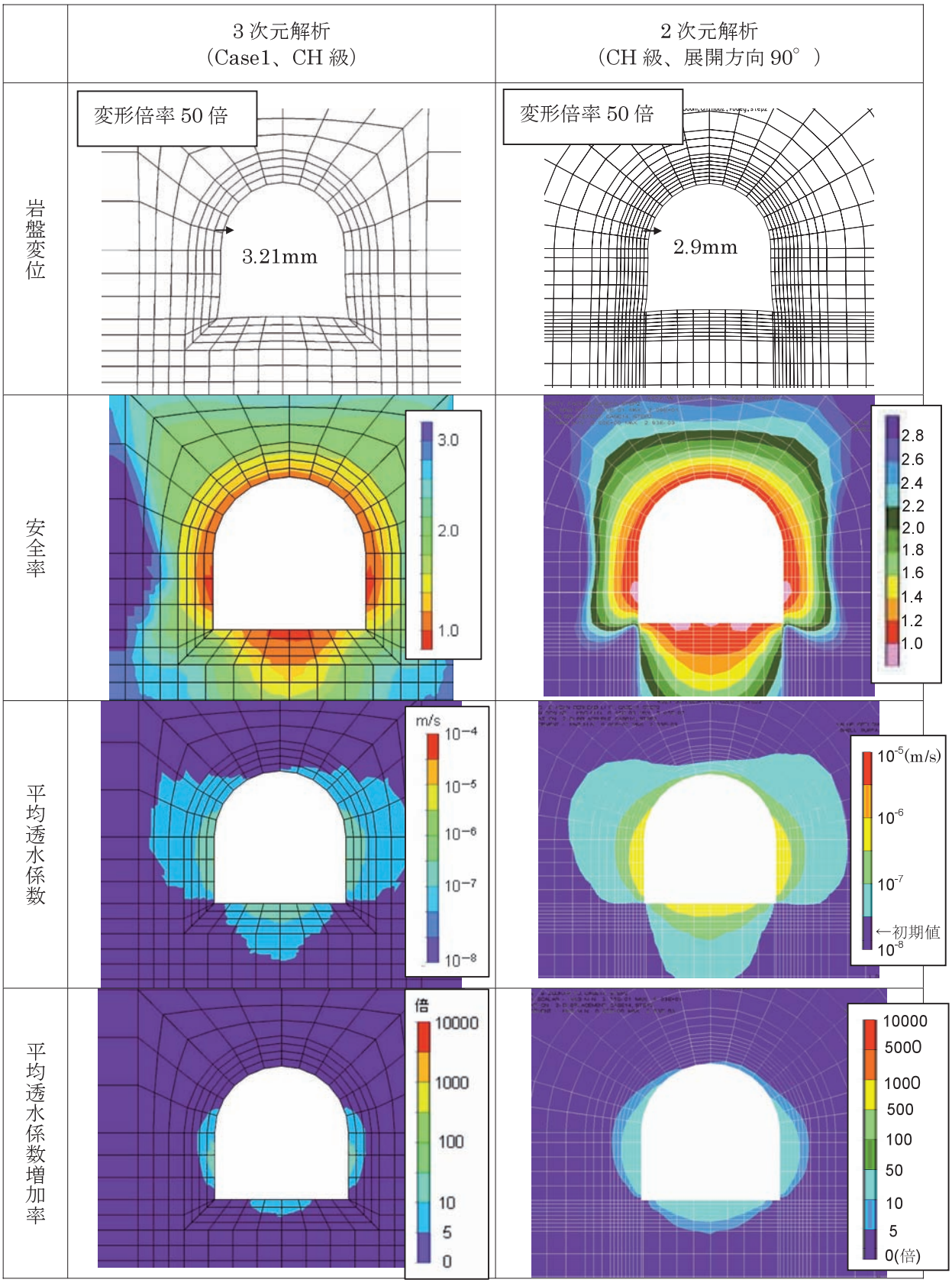


図 3-85　水平坑道の解析結果の比較

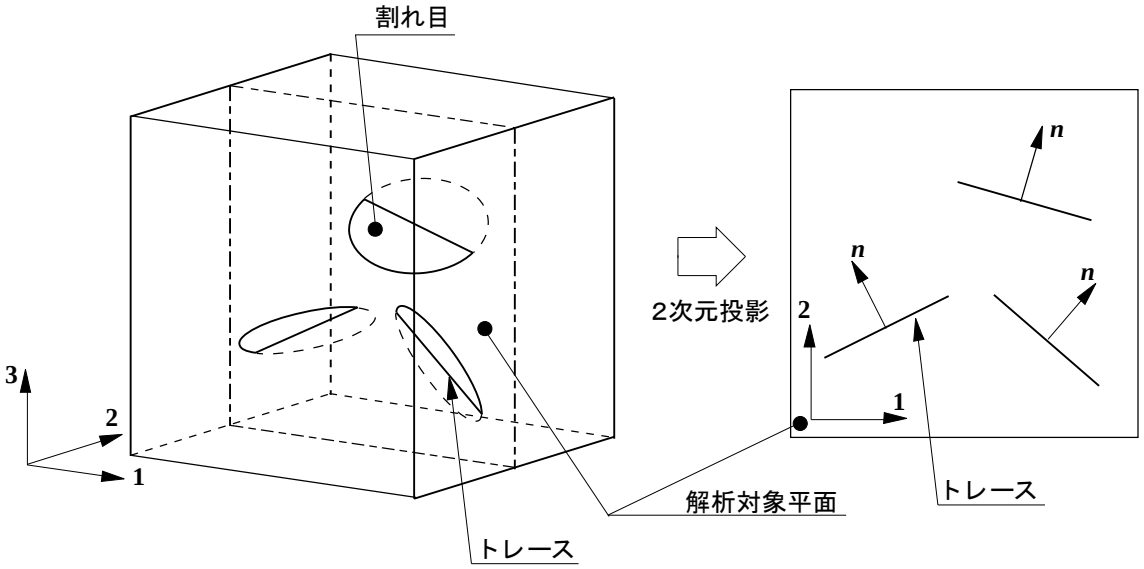


図 3-86　2 次元解析におけるクラックテンソルモデルの概念

国際単位系（SI）

表１．SI 基本単位

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

表２．基本単位を用いて表されるSI組立単位の例

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

表５．SI 接頭語

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

表３．固有の名称とその独自の記号で表されるSI組立単位

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

(a)ラジアン及びステラジアンの使用は、同じ次元であっても異なった性質をもった量を区別するときの組立単位の表し方として利点がある。組立単位を形作るときのいくつかの用例は表４に示されている。
(b)実際には、使用する時には記号rad及びsrが用いられるが、習慣として組立単位としての記号“１”は明示されない。
(c)測光学では、ステラジアンの名称と記号srを単位の表し方の中にそのまま維持している。
(d)この単位は、例としてミリセルシウス度m℃のようにSI接頭語を伴って用いても良い。

表６．国際単位系と併用されるが国際単位系に属さない単位

名称	記号	SI 単位による値
分	min	1 min=60s
時	h	1h =60 min=3600 s
日	d	1 d=24 h=86400 s
度	°	1° =(π/180) rad
分	’	1’ =(1/60)° =(π/10800) rad
秒	”	1” =(1/60)’ =(π/648000) rad
リットル	l、L	$1l=1\ dm^3=10^{-3}m^3$
トン	t	$1t=10^3$ kg
ネーパ	Np	1Np=1
ベル	B	1B=(1/2)ln10(Np)

表７．国際単位系と併用されこれに属さない単位でSI単位で表される数値が実験的に得られるもの

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
電子ボルト	eV	$1eV=1.60217733(49)\times10^{-19}J$
統一原子質量単位	u	$1u=1.6605402(10)\times10^{-27}kg$
天文単位	ua	$1ua=1.49597870691(30)\times10^{11}m$

表８．国際単位系に属さないが国際単位系と併用されるその他の単位

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
海里		1海里=1852m
ノット		1ノット=1海里毎時=(1852/3600)m/s
アール	a	$1a=1\ dam^2=10^2m^2$
ヘクタール	ha	$1ha=1\ hm^2=10^4m^2$
バール	bar	1bar=0.1MPa=100kPa=1000hPa=10^5Pa
オングストローム	Å	1Å=0.1nm=10^{-10}m
バーン	b	$1b=100fm^2=10^{-28}m^2$

表４．単位の中に固有の名称とその独自の記号を含むSI組立単位の例

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

表９．固有の名称を含むCGS組立単位

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
エルグ	erg	$1\ erg=10^{-7}$ J
ダイン	dyn	$1\ dyn=10^{-5}N$
ポアズ	P	$1\ P=1\ dyn \cdot s/cm^2=0.1Pa \cdot s$
ストークス	St	$1\ St=1cm^2/s=10^{-4}m^2/s$
ガウス	G	1 G ^10^{-4}T
エルステッド	Oe	1 Oe ^(1000/4π)A/m
マクスウェル	Mx	1 Mx ^10^{-8}Wb
スチルブ	sb	$1\ sb=1cd/cm^2=10^4cd/m^2$
ホト	ph	$1\ ph=10^4lx$
ガル	Gal	$1\ Gal=1cm/s^2=10^{-2}m/s^2$

表10．国際単位に属さないその他の単位の例

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
キュリー	Ci	$1\ Ci=3.7\times10^{10}Bq$
レントゲン	R	$1\ R = 2.58\times10^{-4}C/kg$
ラド	rad	1 rad=1cGy=10^{-2}Gy
レム	rem	1 rem=1 cSv=10^{-2}Sv
X線単位		$1X\ unit=1.002\times10^{-4}nm$
ガンマ	γ	$1\gamma=1\ nT=10^{-9}T$
ジャンスキー	Jy	$1\ Jy=10^{-26}W \cdot m^{-2} \cdot Hz^{-1}$
フェルミ		$1\ fermi=1\ fm=10^{-15}m$
メートル系カラット		1 metric carat = 200 mg = 2×10^{-4}kg
トル	Torr	1 Torr = (101 325/760) Pa
標準大気圧	atm	1 atm = 101 325 Pa
カロリー	cal	
ミクロン	μ	$1\ \mu=1\mu m=10^{-6}m$

（第７版，1998年改訂）

R100
古紙配合率100%
白色度70%再生紙を使用しています。