

地層処分施設における多連設坑道の設計手法に関する検討（Ⅱ）

日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 地層処分基盤研究開発ユニット
林 克彦^{*}，小林 保之，平本 正行^{*}，水谷 和彦^{*}，森田 篤^{*}

(2009年5月20日受理)

地層処分施設における多連設坑道の設計手法については、第2次取りまとめの考え方にに基づき、さらに詳細化・合理化を図ることを目的に「EDZ(Excavation Disturbed Zone)の発生挙動に関する検討」、「ピラーの安定性評価に関する検討」をこれまでに実施した。その結果、EDZの挙動は、坑道周辺の局所的な挙動に着目した解析モデル(簡略化モデル)と多連設坑道全体をモデル化した多連設坑道モデルとでは異なることがわかった。多連設坑道モデルでは、隣接する坑道の逐次掘削に伴ってEDZが変化し、掘削された坑道群全体(パネル規模)で安定状態となるのに対して、簡略化モデルでは、このような挙動は表現できない。このため、簡略化モデルでは、全ての坑道において画一化された支保設計となるが、多連設坑道モデルでは各坑道に対して個別の設計が可能となり、より詳細で合理的な設計が可能となる。また、坑道間の岩盤であるピラーの安定性については、「ピラー強度」と「ピラーに作用する荷重」に基づき評価されている考え方を基に、地層処分施設におけるピラーの安定性評価方法について検討した。その結果、多連設坑道モデルによる数値解析を実施すれば、ピラー強度およびピラーに作用する荷重の双方ともに適切に評価できることがわかった。

本検討では「FEM弾塑性解析手法の信頼性向上に関する検討」として、平成19年度²⁾に課題として挙げた「多連設坑道モデルでの適切な解析領域の設定」と「簡略化モデルにおけるピラー全幅が塑性化した場合のFEM弾塑性解析の留意点」について検討した。また、「坑道の安定性向上に関する検討」として「支保工及び補助工法による塑性領域抑制効果」についても検討した。その結果、詳細化に際して留意すべき事項として、FEM弾塑性解析における多連設坑道モデルの解析領域は、側方領域 $3W\sim 5W$ (W は坑道群幅)、底面領域は $3W\sim 4W$ 程度が適切であること、ピラーで塑性領域が干渉し合うような場合には、ピラーに作用する荷重を適切に評価できないことが判明した。このため、ピラー全域が塑性化するようなことが無いように坑道間隔を十分に取る必要があると考えられた。また、合理化に対しては、支保工効果は、支保工の設置時期、剛性により塑性領域抑制効果が異なること、ピラーの力学特性改良を目的とした補助工法は、塑性領域の抑制効果が大きいことを確認した。

核燃料サイクル工学研究所(駐在)：〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松4-33

※ 技術開発協力員

* 前田建設工業株式会社

Studies on the Design Method of Multi Tunnels in Geological Disposal Facility (II)

Katsuhiko HAYASHI[※], Yasushi KOBAYASHI, Masayuki HIRAMOTO^{*},
Kazuhiko MIZUTANI^{*} and Atsushi MORITA^{*}

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

(Received May 20, 2009)

In order to refine and rationalize a design method of multi tunnels in the deep geological repository, “Study on the spatially-spreaded behavior of EDZ(Excavation Disturbed Zone)” and “Study on the stability evaluation of the pillars” have been conducted, based on the H12 report. As the results, it was recognized that each EDZ behavior were different between in a simplified model which was focused on a local behavior near the single tunnel and in the multi tunnels model which was aiming to deposition in panel scale. In case of the multi tunnels model, EDZ properties were changed by the excavation sequence of tunnels, and the whole tunnels became more stabilized, however the simplified model were not possible to represent these behaviors. Each tunnel has the same design results by using the simplified model. On the other hand, it is possible to design an individual tunnel by using the multi tunnels model for the detailed and rational design. The stability of the pillars on the disposal tunnels was studied by considering “Pillar strength” and “Pillar load”. As the results, the pillar strength and pillar load can be evaluated by numerical analysis with the multi tunnels model.

“Study on configuration of analytical domain of the multi tunnels model” and “Remainders on an elasto-plastic FEM (Finite Element Method) analysis” in case of the full width of pillar become plastic on simplified model” are studied as “The study on the enhanced reliability of elasto-plastic FEM”. In addition, “The effect of rock support and consolidation of the host rock to control the plastic region” was conducted as “The study on the mechanical stability of tunnels”. As the results, it was seen that the analytical domain should be assigned 3-5W (W: width of multi tunnels) for a horizontal side from the endmost tunnel and 3-4W for below of the tunnels. It was found reasonable and proper on the elasto-plastic FEM analysis that the analysis domain must be large enough not to have plastic deformation in all analysis of domains under the condition in which the full width of pillar has plastic deformation. It was also found that the ground support suppresses the plasticity domain as the ground support effect. It was acknowledged that the auxiliary construction method by improvement of the ground has the suppression effect of the plasticity domain applying to the multi tunnels.

Keywords : Multi-tunnels, EDZ, Pillar Stability, Room-and-pillar, Pillar Strength, Pillar Load

※ Collaborating Engineer

* Maeda Corporation

目 次

1. はじめに	1
2. FEM 弾塑性解析手法の信頼性向上に関する検討	5
2. 1 はじめに	5
2. 2 多連設坑道モデルにおける解析領域検討	7
2. 2. 1 側方境界領域検討	8
2. 2. 2 底面境界領域検討	20
2. 2. 3 まとめ	36
2. 3 塑性領域が広範囲に発生する場合の留意点	37
2. 3. 1 有限要素法 (FEM) 弾塑性解析	39
2. 3. 2 有限差分法 (FDM) 弾塑性解析	46
2. 3. 3 まとめ	54
3. 坑道の安定性評価手法に関する検討	57
3. 1 はじめに	57
3. 2 支保工および補助工法を施す事による塑性領域の抑制効果について	57
3. 2. 1 支保工の効果	58
3. 2. 2 補助工法の効果 (地山改良効果)	64
3. 2. 3 まとめ	69
4. おわりに	70
参考文献	71
付録	72
付録 1 支保工効果	72
付録 2 補助工法効果	117

CONTENTS

1. Introduction.....	1
2. Study on elasto-plastic FEM analysis methods to improve reliability	5
2.1 Introduction.....	5
2.2 In the multi tunnels model,the most suitable border domain.....	7
2.2.1 Side border domain	8
2.2.2 Under border domain.....	20
2.2.3 Conclusion.....	36
2.3 Key point of a plasticity domain spreaded out	37
2.3.1 Elasto-plastic FEM analysis methods	39
2.3.2 Elasto-plastic FDM analysis methods	46
2.3.3 Conclusion.....	54
3. Study on tunnel stability evaluation methods	57
3.1 Introduction.....	57
3.2 Plasticity domain suppression effect by a ground support and a supporting method of construction	57
3.2.1 Ground support effect	58
3.2.2 Supporting method effect	64
3.2.3 Conclusion.....	69
4. Concluding remarks	70
Reference	71
Appendix.....	72
Appendix1.....	72
Appendix2.....	117

表目次

表 1-1	検討結果（ピラー幅 8m）	4
表 1-2	検討結果（ピラー幅 2.5m）	4
表 1-3	検討結果（ピラー幅 0.5m）	4
表 2-1	解析ケース（側方境界領域検討）	8
表 2-2	岩盤物性値	9
表 2-3	解析ケース（底面境界領域検討）	20
表 2-4	多連設坑道モデルにおける解析領域検討結果	36
表 2-5	平成 19 年度解析条件	38
表 2-6	本検討における FEM 解析条件	40
表 2-7	解析ケース	41
表 2-8	FDM 解析条件	48
表 2-9	FEM における S L 位置および底面位置における鉛直荷重	55
表 2-10	FDM における S L 位置および底面位置における鉛直荷重	56
表 3-1	応力開放率を変化させた解析ケース	58
表 3-2	岩盤物性値	59
表 3-3	支保工物性値	59
表 3-6	解析結果まとめ（支保工の効果）	63
表 3-7	地山改良効果の解析ケース	64
表 3-8	地山改良による塑性効果のまとめ表	68

図目次

図 1-1	簡略化モデル	2
図 1-2	多連設坑道モデル	2
図 1-3	塑性領域分布	3
図 2-1	解析領域の例（山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務より引用）	5
図 2-2	多連設坑道モデル	6
図 2-3	単一坑道幅および坑道群幅の定義	8
図 2-4	側方境界領域 10W の解析メッシュ（土被り 1000m）	10
図 2-5	側方境界領域 3D の解析メッシュ（土被り 1000m）	11
図 2-6	SR-A 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 1000m）	12
図 2-7	SR-C 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 1000m）	12
図 2-8	SR-E 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 1000m）	13
図 2-9	側方境界領域 10W の解析メッシュ（土被り 500m）	14
図 2-10	側方境界領域 3D の解析メッシュ（土被り 500m）	14
図 2-11	SR-A 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 500m）	15
図 2-12	SR-C 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 500m）	16
図 2-13	SR-E 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 500m）	16
図 2-14	側方境界領域 10W の解析メッシュ（土被り 100m）	17
図 2-15	側方境界領域 3D の解析メッシュ（土被り 100m）	17
図 2-16	SR-A 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 100m）	18
図 2-17	SR-C 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 100m）	19
図 2-18	SR-E 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係（土被り 100m）	19
図 2-19	底面境界領域 6W の解析メッシュ（土被り 1000m）	21
図 2-20	底面境界領域 1D の解析メッシュ（土被り 1000m）	21
図 2-21	SR-A 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係（土被り 1000m）	23
図 2-22	SR-A 物性値における掘削完了後反力ー初期状態反力 と底面境界との関係（土被り 1000m）	23

図 2-23	SR-C 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 1000m)	24
図 2-24	SR-C 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力 と底面境界との関係 (土被り 1000m)	24
図 2-25	SR-E 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 1000m)	25
図 2-26	SR-E 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力 と底面境界との関係 (土被り 1000m)	25
図 2-27	底面境界領域 6W の解析メッシュ (土被り 500m)	26
図 2-28	底面境界領域 1D の解析メッシュ (土被り 500m)	26
図 2-29	SR-A 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 500m)	28
図 2-30	SR-A 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力 と底面境界との関係 (土被り 500m)	28
図 2-31	SR-C 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 500m)	29
図 2-32	SR-C 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力 と底面境界との関係 (土被り 500m)	29
図 2-33	SR-E 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 500m)	30
図 2-34	SR-E 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力 と底面境界との関係 (土被り 500m)	30
図 2-35	底面境界領域 6W の解析メッシュ (土被り 100m)	31
図 2-36	底面境界領域 1D の解析メッシュ (土被り 100m)	31
図 2-37	SR-A 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 100m)	33
図 2-38	SR-A 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力 と底面境界との関係 (土被り 100m)	33
図 2-39	SR-C 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 100m)	34
図 2-40	SR-C 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力 と底面境界との関係 (土被り 100m)	34
図 2-41	SR-E 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 100m)	35
図 2-42	SR-E 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力 と底面境界との関係 (土被り 100m)	35
図 2-43	多連設坑道モデルにおける解析領域設定案	36
図 2-44	FEM 解析モデル	39
図 2-45	FEM 塑性領域分布	42

図 2-46	FEM 主応力分布	43
図 2-47	FEM 鉛直応力分布	44
図 2-48	FDM 解析モデル	47
図 2-49	FDM 塑性領域分布	50
図 2-50	FDM 主応力分布	51
図 2-51	FDM 鉛直応力分布	52
図 2-52	FEM における鉛直荷重／土被り相当荷重×100[%] と SR-C に対する物性値倍率との関係	55
図 2-53	FDM における鉛直荷重／土被り相当荷重×100[%] と SR-C に対する物性値倍率との関係	56
図 3-1	中間地山補強工の施工例	57
図 3-2	10 本の多連設坑道モデル	59
図 3-3	着目箇所	60
図 3-4	坑道 10 支保工設置時の塑性領域図（弾性係数 4,000 [MPa]）	61
図 3-5	坑道 10 支保工設置時の塑性領域図（弾性係数 6,000[MPa]）	62
図 3-6	解析結果まとめ（支保工の効果）	63
図 3-7	地山改良効果の解析ステップ（1/2）	65
図 3-7	地山改良効果の解析ステップ（2/2）	66
図 3-8	坑道 10 掘削時の塑性領域図（地山改良）	67
図 3-9	地山改良による塑性領域抑制効果のまとめ図	68

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物の地層処分施設では、地下 300m 以深に多くの坑道群を並列に配置することが想定されている。これは、土木構造物では過去に例のない地層処分施設特有のレイアウトであり、建設・操業時の安全性確保には特に留意しておく必要がある。「わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第 2 次取りまとめ—」¹⁾ (以下、第 2 次取りまとめ) では、境界条件の対象性を考慮した単一坑道モデルにより、従来の双設トンネルの設計例にならい、坑道間の相互影響がない離間距離を確保する考え方(局所破壊基準に基づく設計)を基本とし、坑道から数 m 程度の範囲を対象とした解析モデルにより検討を実施しているが、処分パネル規模での検討は実施されていない。言い換えると、坑道付近の岩盤の応力状態に着目した力学的安定性は確認されているものの坑道群全体としての広範囲における応力状態や掘削影響領域(Excavation Disturbed Zone, 以下、EDZ とする)については十分に把握されていない。このため、処分パネルを構成する坑道の支保仕様が画一的となり、支保設計の合理化や高度化を図ることが困難となっている。

本検討は、平成 19 年度²⁾の検討を通じて新たに発生した課題に対して取り組むものである。平成 19 年度は、数値解析により、坑道群全体をモデル化した多連設坑道モデル(以下、多連設坑道モデル)における現象理解を目的とし、第 2 次取りまとめの解析モデルを地表面まで拡大したモデル(以下、簡略化モデル)の結果と比較し、以下に示す知見を得た。

- ・ 多連設坑道モデルと簡略化モデルを比較した結果、両者は異なる挙動を示すことが判明した。また、多連設坑道モデルでは、支保工に作用する軸力は、坑道群中央で最大となり、簡略化モデルでの軸力は、多連設坑道モデルの坑道群両端の軸力と同程度であった。坑道群中央の軸力を比較すると、多連設坑道モデルよりも簡略化モデルの方が小さく見積もることが判明した。
- ・ 坑道掘削による地表面の沈下については、多連設坑道モデルでは、パネル規模でアーチ効果が生じ微小であったのに対し、簡略モデルでは坑道の内空変位(天端変位)がほぼ地表面の沈下量と同様で非現実的なものとなっていた。
- ・ 多連設坑道モデルは、処分パネルの形態を考慮したものであり、各々のピラーに作用する荷重を適切に評価できることから、地層処分施設における地下深部の坑道群を詳細に設計する際は、簡略化モデルではなく、多連設モデルの方が合理的であると考えられる。

本年度本検討にあたっては、昨年度平成 19 年度の検討²⁾で課題に挙げた以下 2 点と A について検討した。

課題 1：多連設坑道モデルにおける解析領域検討

平成 19 年度実施結果によれば、図 1-1 に示す簡略化モデルは、坑道の離間距離の関係から、坑道径に対して解析領域の幅が小さいため、坑道を掘削すると側面の境界条件(鉛直方向自由)の影響を受けやすい。よって、坑道を掘削すると坑道上部の地山が共下がりし、地山内にせん断モードが

生じにくい。その結果、岩盤物性値に関係なく、多連設坑道モデルよりも(1)鉛直変位量を大きく評価し、岩盤物性値によっては、(2)安全率の小さな領域、(3)塑性領域、(4)最大せん断ひずみの大きな領域を小さく評価する可能性がある。

一方、図 1-2 に示す多連設坑道モデルでは、坑道を掘削すると、掘削部分と未掘削部分との間にせん断モードが生じるが、広い解析領域の中に有限個の坑道をモデル化しているため、側面の境界条件（鉛直方向自由）の影響を受けにくい。これからわかるように、EDZ の発生挙動は、解析領域の取り方が影響する。

従って、EDZ の発生挙動を正確に予測評価するには、多連設坑道モデルを用いて解析領域を十分に確保することが重要であると考えられる。通常の FEM 解析では、掘削の影響が及ばないとされている 5D (D: 坑道仕上がり径) を坑道の左右に、3D を下方に確保することが目安とされている²⁾が、多連設坑道モデルにおいても得られる解の信頼性向上のため、適切な解析領域を明示する必要があると考える。

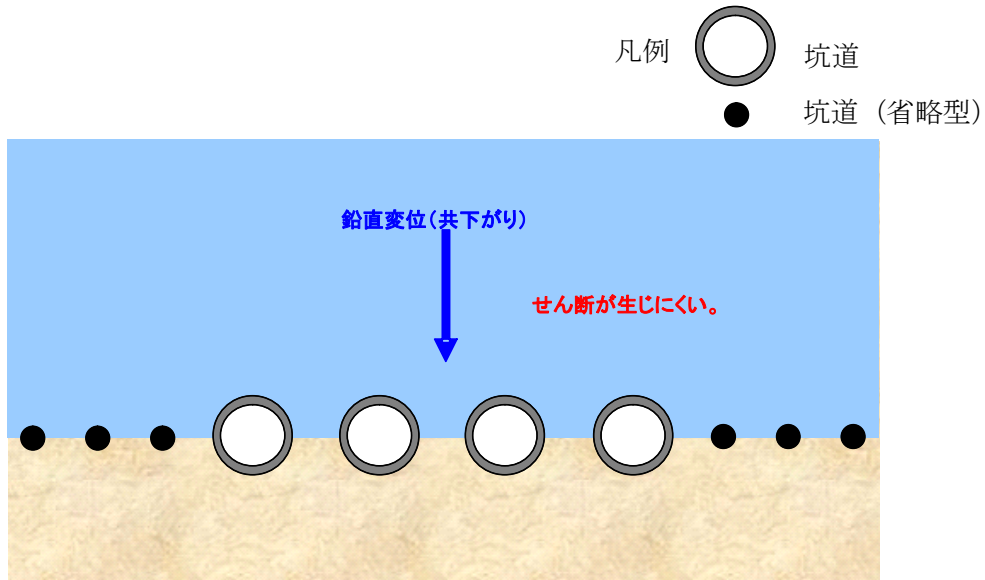


図 1-1 簡略化モデル

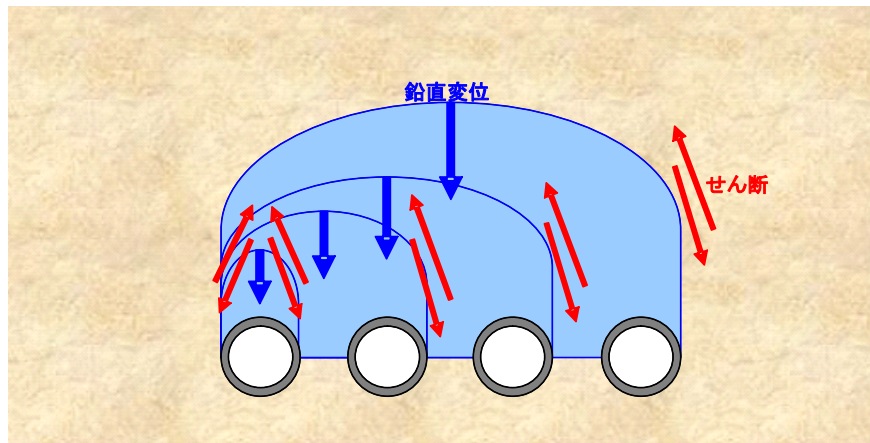


図 1-2 多連設坑道モデル

課題 2 : 塑性領域が広範囲に発生する場合の留意点

平成 19 年度の簡略化モデル²⁾による解析結果 (表 1-1~1-3) では, ピラーの全幅が塑性化 (図 1-3) すると, ピラーに作用する鉛直応力が全土被り分に相当しない現象が見られた。この原因を追究し, FEM 弾塑性解析手法における留意点を検討する。

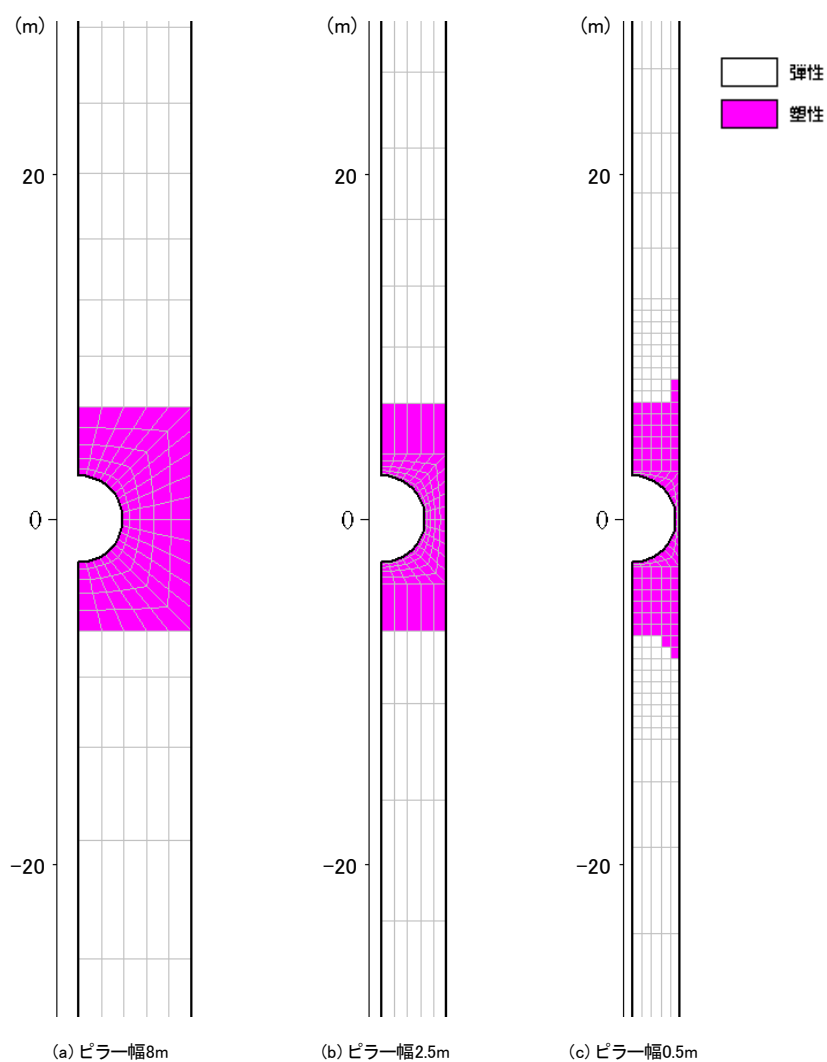


図 1-3 塑性領域分布

表 1-1 検討結果 (ピラー幅 8m)

	要素幅(m)	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	$\Sigma(\sigma_y \times B)$	$A \times \gamma$	
坑道掘削時	鉛直応力 σ_y (kN/m ²)	11,346	13,068	13,819	14,696	15,700			79.8 %
	鉛直荷重 $\sigma_y \times B$ (kN/m)	4,538	7,841	11,055	14,696	18,840	56,970	71,392	

ここで、「 $\Sigma(\sigma_y \times B)$ 」はピラーに作用する鉛直荷重の合計、「 $A \times \gamma$ 」はピラー直上の全土被り荷重を表し、網掛けした数字は、ピラー直上の全土被り荷重に対するピラーに作用する鉛直荷重合計の割合を示す。

表 1-2 検討結果 (ピラー幅 2.5m)

	要素幅(m)	0.125	0.188	0.250	0.312	0.375	$\Sigma(\sigma_y \times B)$	$A \times \gamma$	
坑道掘削時	鉛直応力 σ_y (kN/m ²)	11,428	15,907	18,750	20,178	20,832			56.4 %
	鉛直荷重 $\sigma_y \times B$ (kN/m)	1,428	2,990	4,687	6,296	7,812	23,214	41,142	

ここで、「 $\Sigma(\sigma_y \times B)$ 」はピラーに作用する鉛直荷重の合計、「 $A \times \gamma$ 」はピラー直上の全土被り荷重を表し、網掛けした数字は、ピラー直上の全土被り荷重に対するピラーに作用する鉛直荷重合計の割合を示す。

表 1-3 検討結果 (ピラー幅 0.5m)

	要素幅(m)	0.125	0.125				$\Sigma(\sigma_y \times B)$	$A \times \gamma$	
坑道掘削時	鉛直応力 σ_y (kN/m ²)	14,459	18,053						13.5 %
	鉛直荷重 $\sigma_y \times B$ (kN/m)	1,807	2,257				4,064	30,142	

ここで、「 $\Sigma(\sigma_y \times B)$ 」はピラーに作用する鉛直荷重の合計、「 $A \times \gamma$ 」はピラー直上の全土被り荷重を表し、網掛けした数字は、ピラー直上の全土被り荷重に対するピラーに作用する鉛直荷重合計の割合を示す。

A : 支保工および補助工法を施す事による塑性領域の抑制効果

平成 19 年度の成果²⁾より、岩盤物性値を第 2 次取りまとめよりも低く設定し、かつ無支保とした場合、隣接坑道との塑性領域が干渉しあう現象が見られた。坑道の安定性確保のためには、塑性領域の広がりを最小限に留めておく必要がある。そこで、塑性領域の広がりを抑制する対策としての支保工効果 および 補助工法の効果について解析を通じて検討を実施する。

2. FEM 弾塑性解析手法の信頼性向上に関する検討

2. 1 はじめに

平成 19 年度の検討²⁾では，単一坑道の FEM 解析において掘削の影響が及ばないとされている $4D \sim 5D$ (D : 坑道仕上がり径) を左右に， $3D \sim 4D$ を下方に設定する考え方 (図 2-1) を参考に，多連設坑道モデルにおいても坑道群幅 W に対して同様の考え方で解析領域を設定した。すなわち左右に $5W$ ，下方に $3W$ の解析領域 (図 2-2) を取って解析した。その結果，解析結果に境界条件の影響は現れなかった。しかし，解析コードによっては，要素数の上限が設定されているため，多連設坑道モデルにおける最適な解析領域を明示する必要があると考える。

そこで本検討では，単一坑道径： D と多連設坑道群幅： W を指標として側方および下方の境界領域を対象とした。

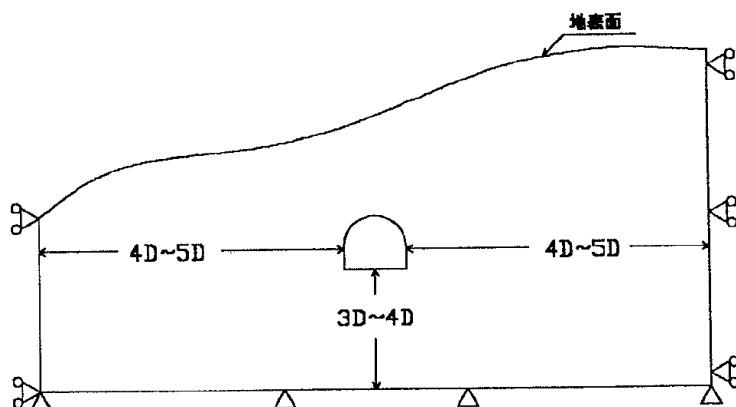


図 2-1 解析領域の例 (山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務より引用)³⁾

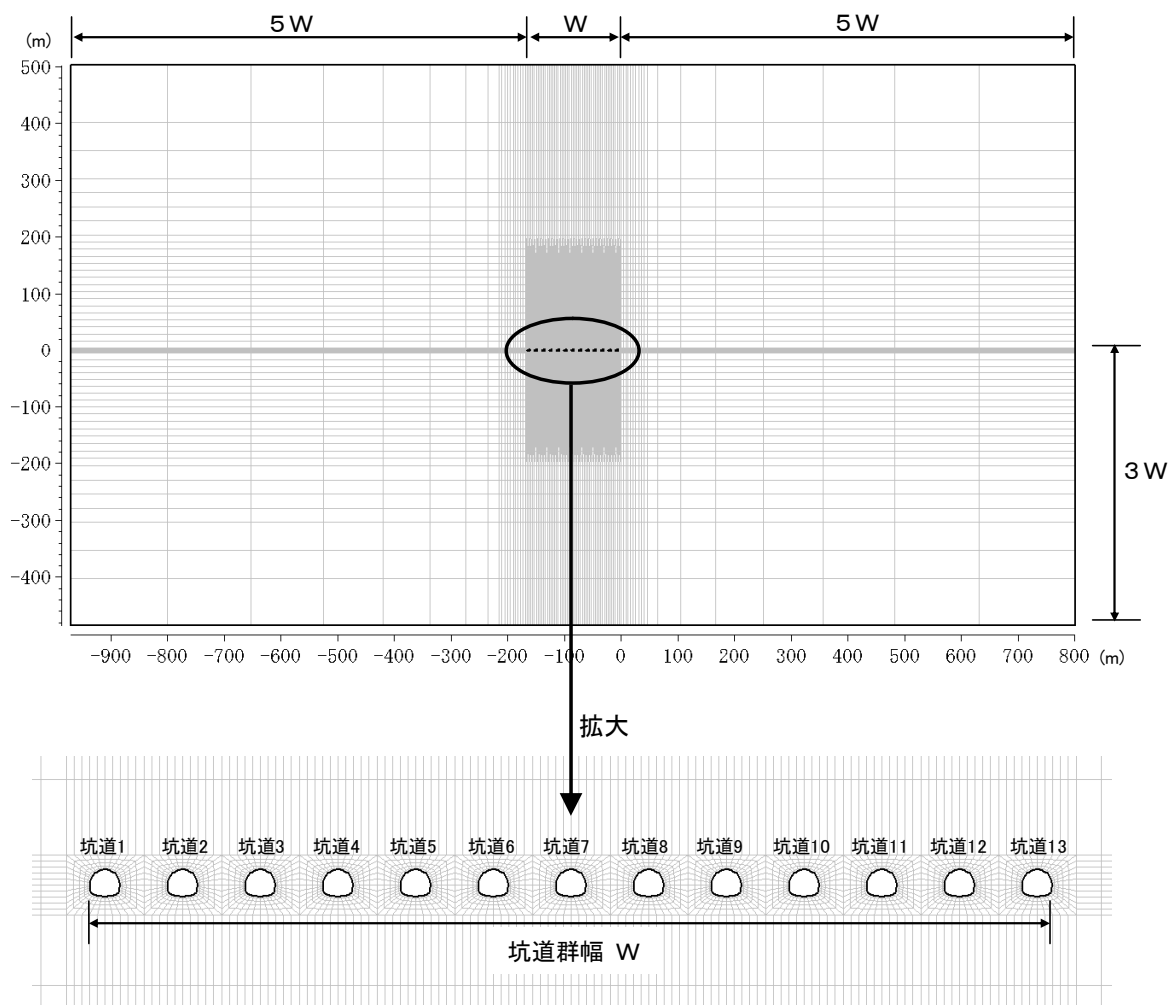


図 2-2 多連設坑道モデル

2. 2 多連設坑道モデルにおける解析領域検討

単一坑道に対しては、FEM 解析の解析領域として掘削の影響が及ばない範囲とする考えから、左右、下方の解析領域が提示されている。今回は多連設坑道モデルという坑道を水平に連続させた特殊な構造体のため、既存の概念が成り立つか確認しておく必要がある。そこで、単一坑道仕上がり径 D と多連設坑道分の幅 W を変化させて最適な解析領域を検討した。

なお、本報告書で実施した解析については以下の条件にて実施した。

- 解析手法：2次元 FEM による弾塑性解析
- 解析コード：FEM23⁴⁾ (前田建設工業(株) 自社開発ソフト)
- 解析領域上面の境界条件：水平変位自由, 鉛直変位自由
- 解析領域側面の境界条件：水平変位固定, 鉛直変位自由
- 解析領域下面の境界条件：水平変位自由, 鉛直変位固定
- 地山のモデル化：平面要素
- 鋼製支保工のモデル化：ビーム要素
- 吹付けコンクリートのモデル化：トラス要素

2. 2. 1 側方境界領域検討

初期地圧の大きさや地山物性値の違いにより、適切な側方境界領域が異なる可能性が考えられることから、土被りや地山物性値および側方領域を変化させたパラメータスタディを行った。土被りについては、 $h=1000\text{m}$, 500m , 100m の3ケース、地山物性値については第2次取りまとめで設定されている軟岩系岩盤データセット SR-A, SR-C, SR-E の3ケースをパラメータとした。また、側方領域の設定においては、図 2-3 の単一坑道幅 D および坑道群幅 W の定義に従い、坑道群幅 W に対して10倍から1倍、単一坑道幅 D に対して10倍から3倍の計18ケースをパラメータとした。解析ケースを表 2-1 に示す。なお、掘削の影響が顕著に現れるように無支保と設定して解析を実施した。また、側方境界領域検討時の底面境界領域は、底面境界領域の影響が出ないように底面境界領域検討時の最大領域 $6W$ とした。

最適な側方境界の設定については、掘削の影響が及ばない範囲まで境界を拡げることが必要であると考えられる。ここでは、多連設坑道モデルの側方端部の節点反力（水平方向拘束）に着目し、これを側方領域の範囲の大きさとの関係で整理し、節点反力の変化が小さい範囲までを掘削の影響が及ばないものとして判断することとした。なお、着目する節点としては、図 2-4、図 2-5 に示す様に、坑道掘削による影響が最も大きいと思われるスプリングライン(S.L.)高さの側方境界に着目することとした。

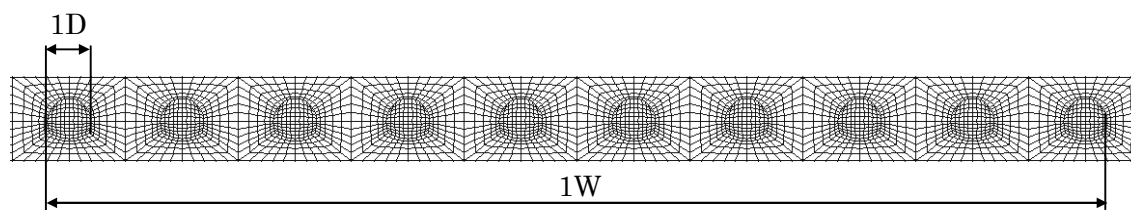


図 2-3 単一坑道幅および坑道群幅の定義

表 2-1 解析ケース（側方境界領域検討）

土被り (m)	地山物 性値	側方境界領域(W:坑道群幅, D:坑道径)
1000	SR-A	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D
	SR-C	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D
	SR-E	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D
500	SR-A	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D
	SR-C	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D
	SR-E	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D
100	SR-A	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D
	SR-C	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D
	SR-E	10W, 9W, 8W, 7W, 6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D

表 2-2 岩盤物性値

岩盤特性データセット	単位	SR-A	SR-C	SR-E	
一軸圧縮強度 q_u	MPa	25	15	5	
ヤング係数 E	MPa	5,000	3,500	1,500	
ポアソン比 μ		0.30	0.30	0.30	
飽和密度 ρ	Mg/m ³	2.45	2.20	1.70	
粘着力 C	MPa	5.0	3.0	1.0	
内部摩擦角 ϕ	deg	30	28	25	
引張強度 σ_t	MPa	3.5	2.1	0.7	
側圧係数 K_0	h=1000m	164/h+0.74	0.90	0.90	0.90
	h=500m	164/h+0.74	1.07	1.07	1.07
	h=100m	164/h+0.74	2.38	2.38	2.38

(1) 土被り 1000m

1) メッシュ図

土被り 1000m における解析メッシュ図の内最も領域の広い 10W と最も狭い 3D を図 2-4, 図 2-5 に示す。

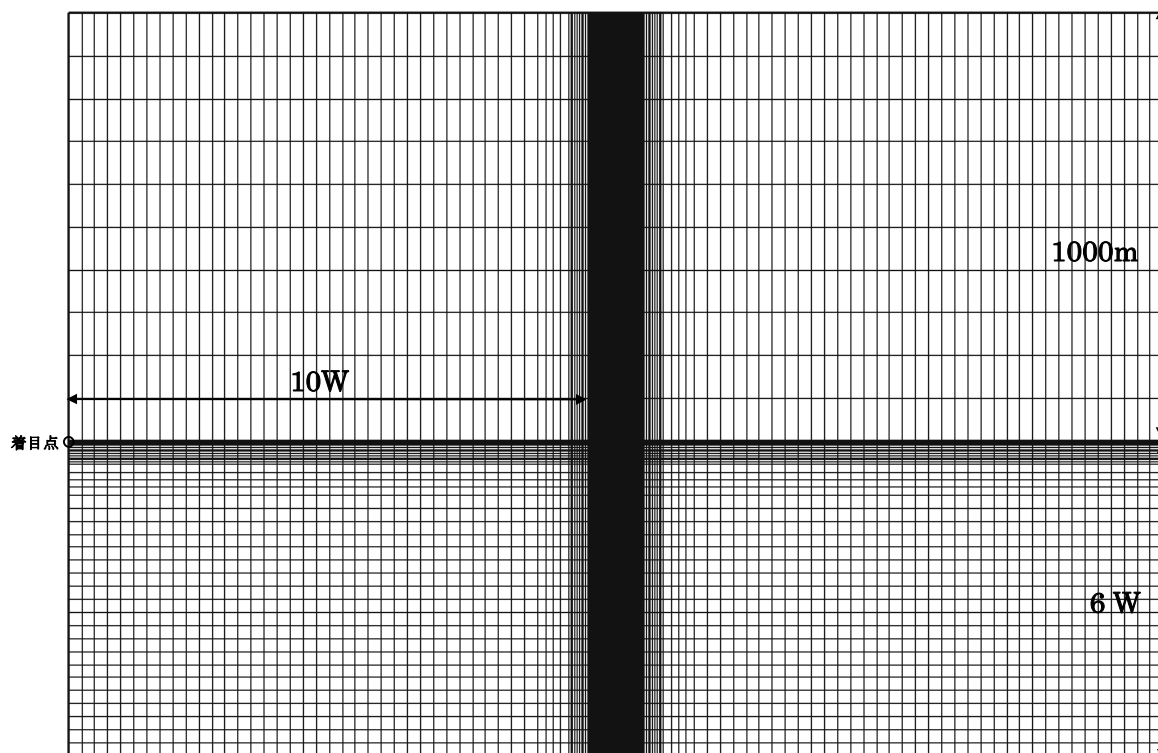


図 2-4 側方境界領域 10W の解析メッシュ (土被り 1000m)

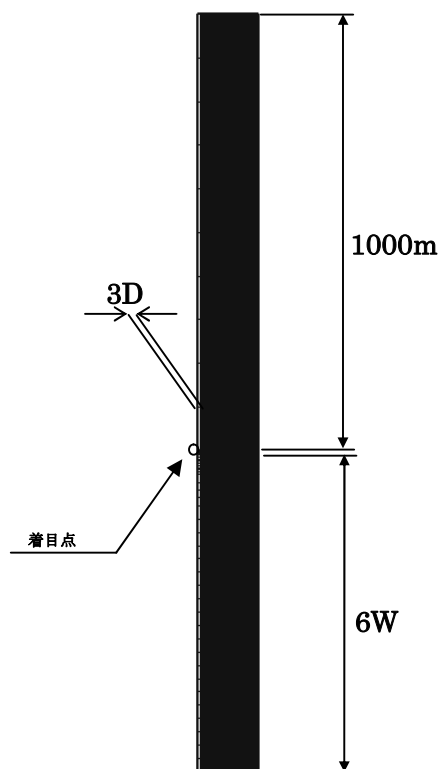


図 2-5 側方境界領域 3D の解析メッシュ (土被り 1000m)

2) 解析結果

土被り 1000m における，岩盤物性値 SR-A の解析結果を図 2-6，岩盤物性値 SR-C の解析結果を図 2-7，岩盤物性値 SR-E の解析結果を図 2-8 に示す。SR-A および SR-C については，側方境界領域が狭くなるほど反力は小さくなる。一方，SR-E においては側方境界領域が狭くなるほど反力は大きくなる。両者にその様な傾向の違いはあるものの，いずれの岩盤物性値においても，坑道 10 本掘削完了後の反力と初期応力状態の反力との差は，側方領域「3W～4W」を境にして，徐々に大きくなる傾向が見られる。この傾向の違いは，岩盤強度が大きく弾性的な挙動をする場合にはトンネル周辺部が一軸状態に近くなることから水平力が小さくなり側方境界の反力も小さくなる。一方，土被りが大きく岩盤強度が小さい場合には前者同様に一軸状態になろうとするもののモールの応力円が破壊基準を越えてしまうので，破壊基準を越えないように応力修正した結果，水平力が大きくなり初期状態に比べて側方境界の反力が大きくなると考えられる。

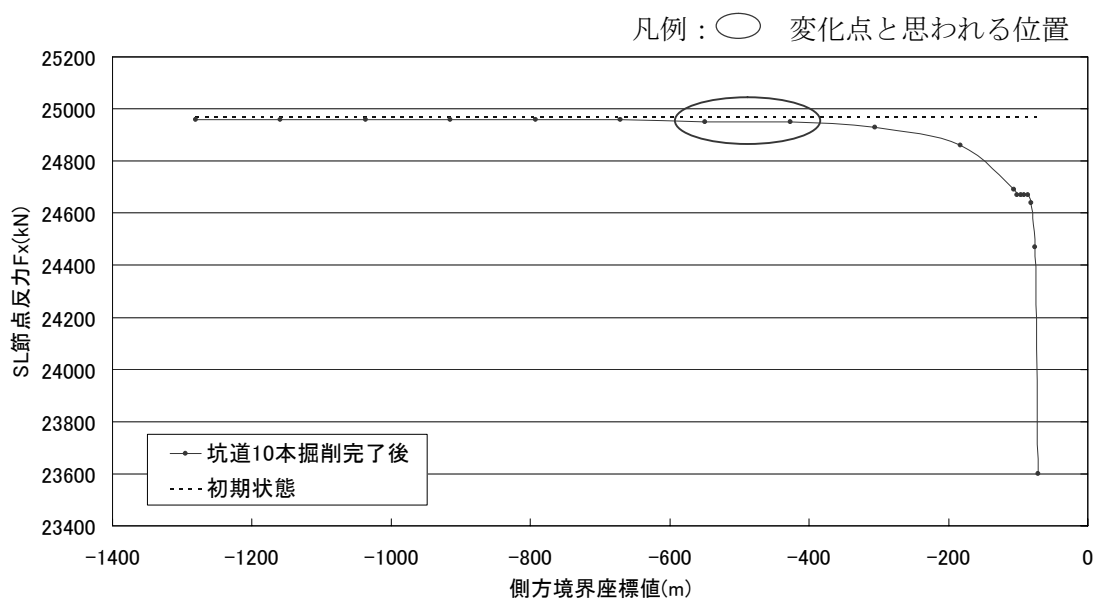


図 2-6 SR-A 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 1000m)

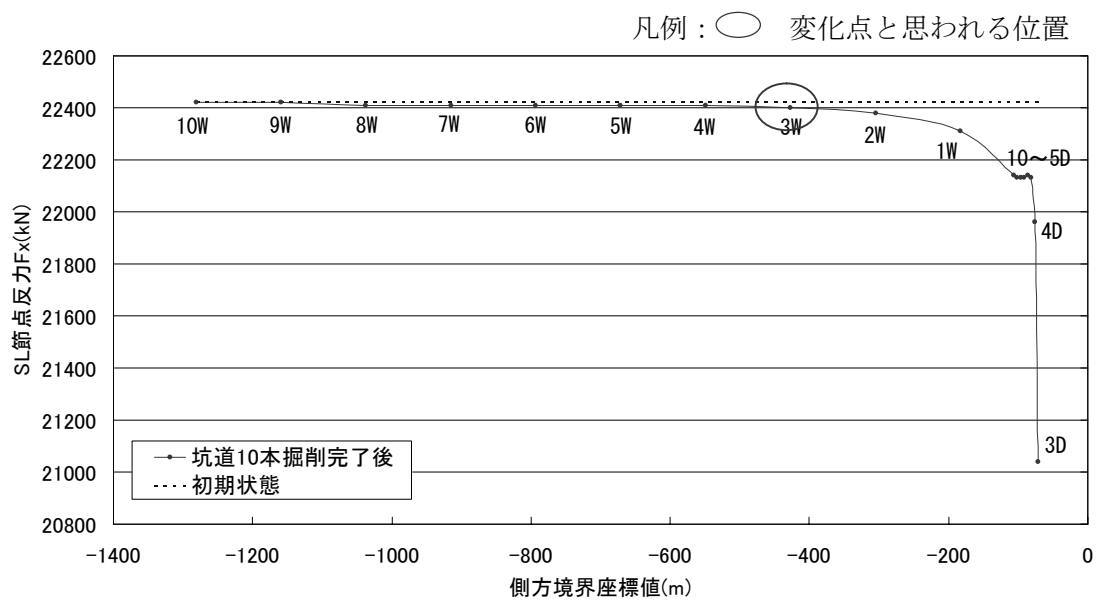


図 2-7 SR-C 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 1000m)

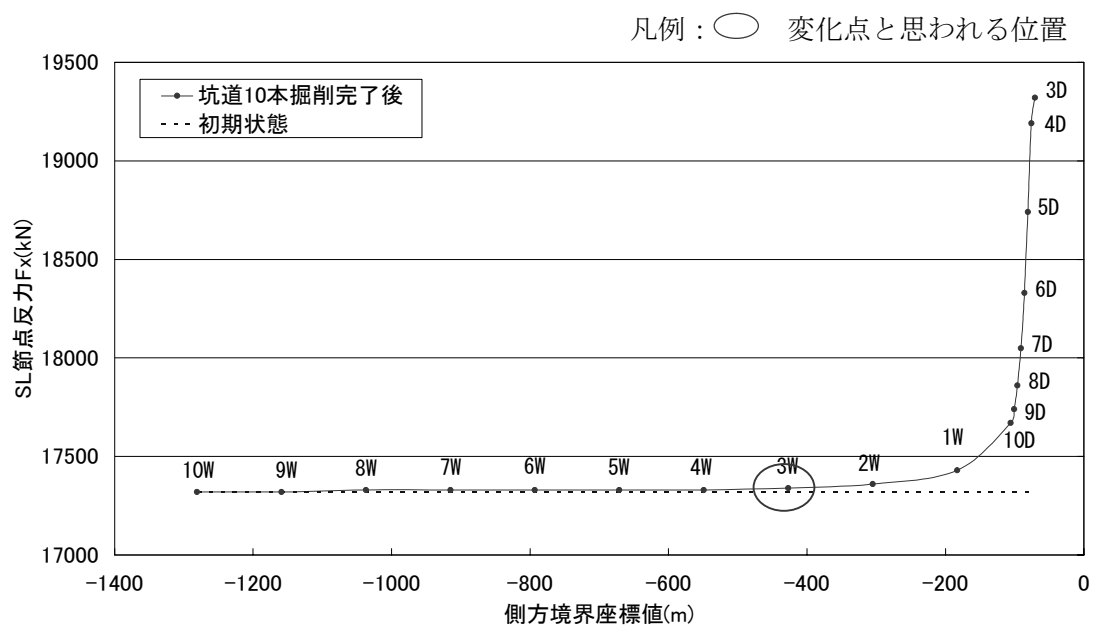


図 2-8 SR-E 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 1000m)

(2) 土被り 500m

1) メッシュ図

土被り 500m における解析メッシュ図の内最も領域の広い 10W と最も狭い 3D を図 2-9, 図 2-10 に示す。

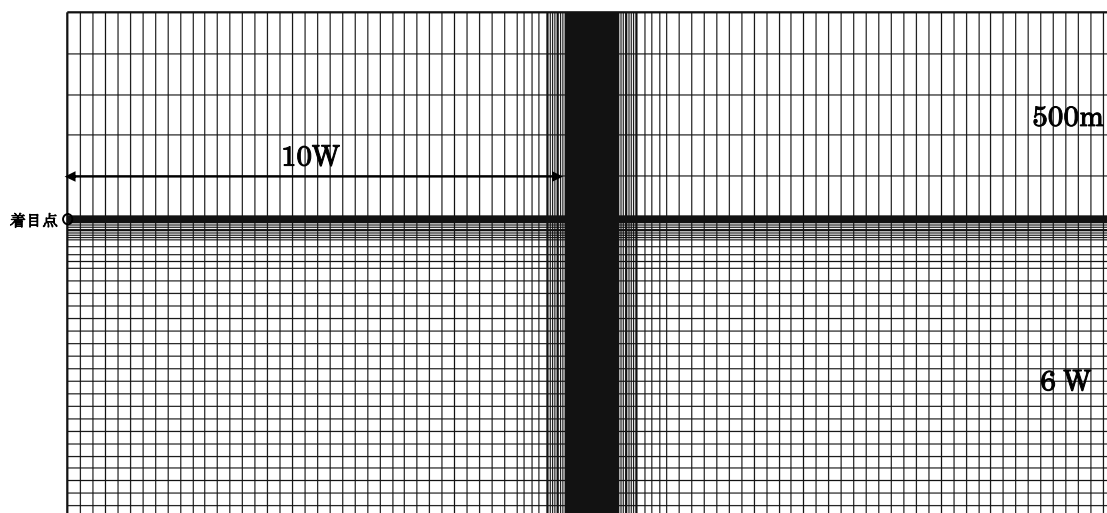


図 2-9 側方境界領域 10W の解析メッシュ (土被り 500m)

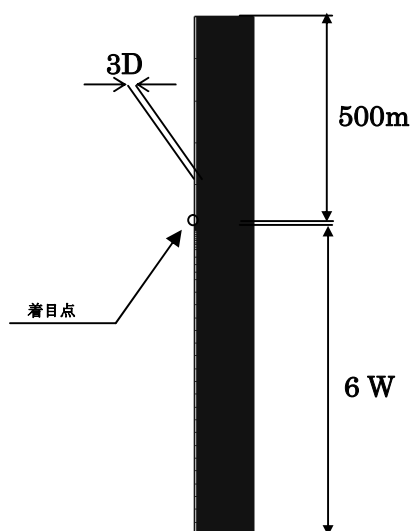


図 2-10 側方境界領域 3D の解析メッシュ (土被り 500m)

2) 解析結果

土被り 500m における，岩盤物性値 SR-A の解析結果を図 2-11，岩盤物性値 SR-C の解析結果を図 2-12，岩盤物性値 SR-E の解析結果を図 2-13 に示す。すべての岩盤物性値において，側方境界領域が狭くなるほど反力は小さくなり，坑道 10 本掘削完了後の反力と初期応力状態の反力との差は，側方領域「3W~4W」を境にして，徐々に大きくなる傾向が見られる。ただし，図 2-13 では，図 2-11，図 2-12 で見られるように単調に SL 節点反力が減少していない。これは，図 2-11，図 2-12 が岩盤強度が大きく弾性的な挙動をしているのに対して，図 2-13 では土被りの割りに岩盤物性値が小さいので塑性的な挙動が混じりこのような挙動になると考えられる。

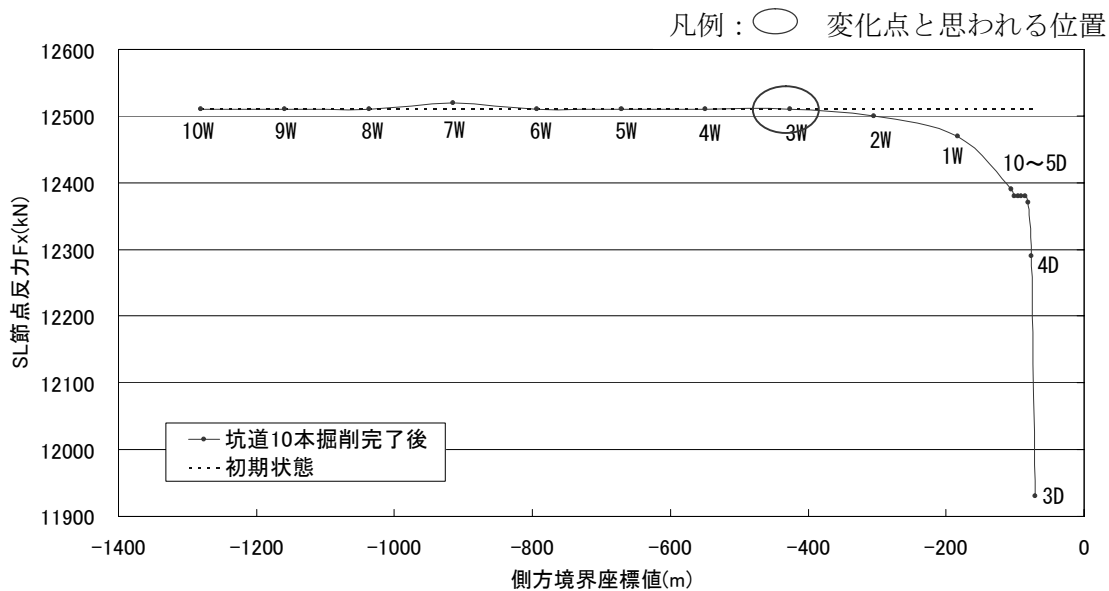


図 2-11 SR-A 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 500m)

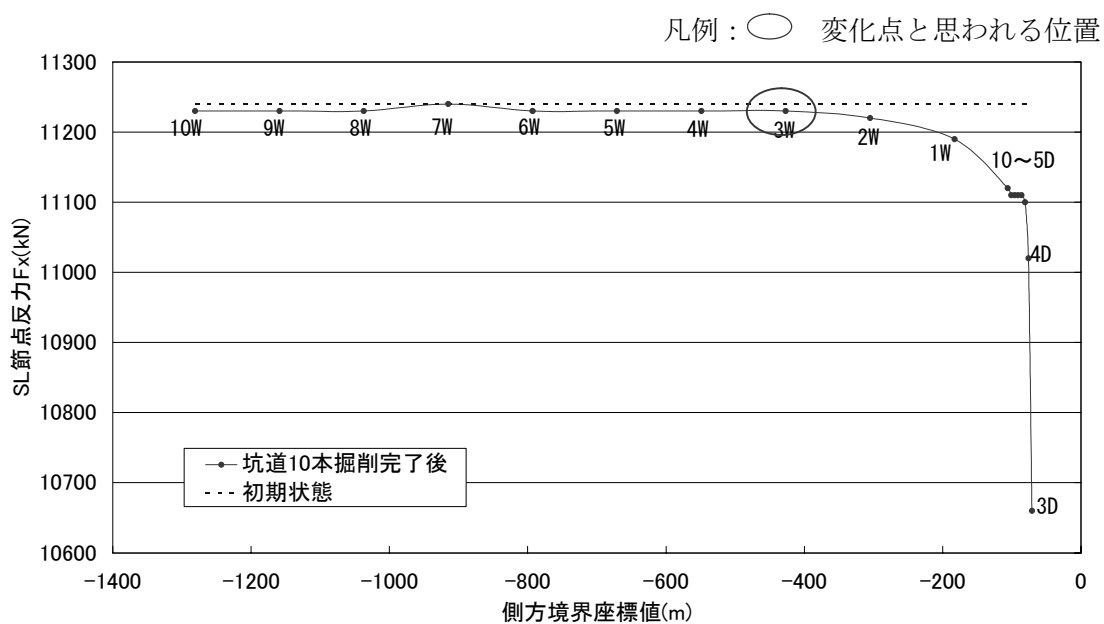


図 2-12 SR-C 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 500m)

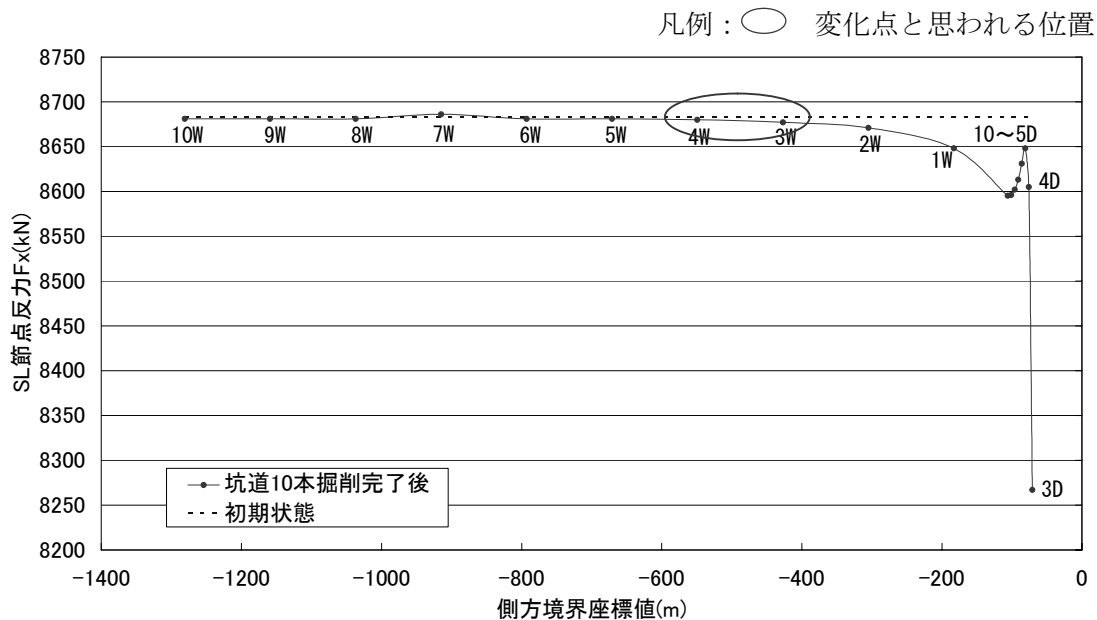


図 2-13 SR-E 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 500m)

(3) 土被り 100m

1) メッシュ図

土被り 100mにおける解析メッシュ図の内最も領域の広い10Wと最も狭い3Dを図2-14, 図2-15に示す。

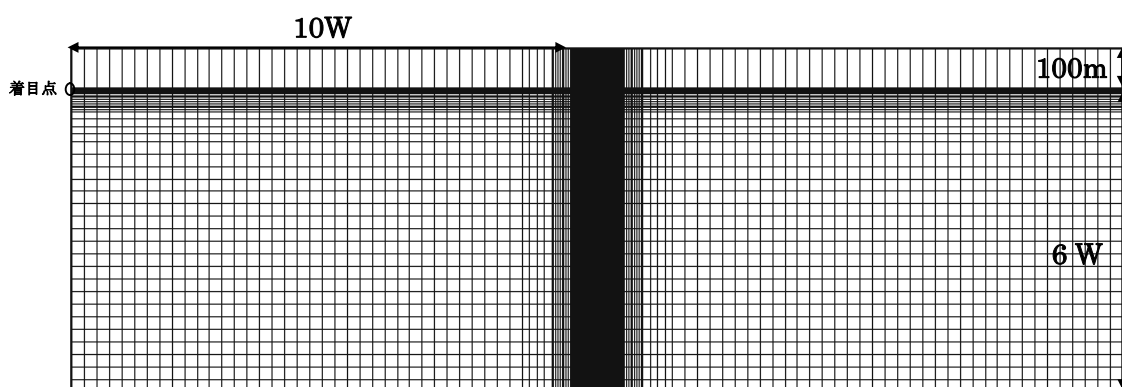


図 2-14 側方境界領域 10W の解析メッシュ (土被り 100m)

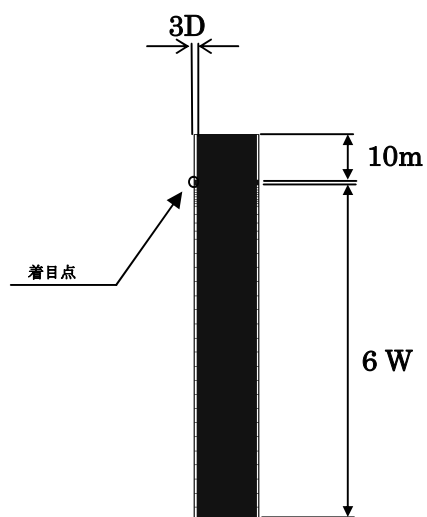


図 2-15 側方境界領域 3D の解析メッシュ (土被り 100m)

3) 解析結果

土被り 100m における，岩盤物性値 SR-A の解析結果を図 2-16，岩盤物性値 SR-C の解析結果を図 2-17，岩盤物性値 SR-E の解析結果を図 2-18 に示す。すべての岩盤物性値において，側方境界領域が狭くなるほど反力は小さくなり，坑道 10 本掘削完了後の反力と初期応力状態の反力との差は，側方領域「4W~5W」を境にして，徐々に大きくなる傾向が見られる。この傾向は，土被りに対して岩盤強度が大きく弾性的な挙動をする場合にはトンネル周辺部が一軸状態に近くなることから水平力が小さくなり側方境界の反力も小さくなると考えられる。

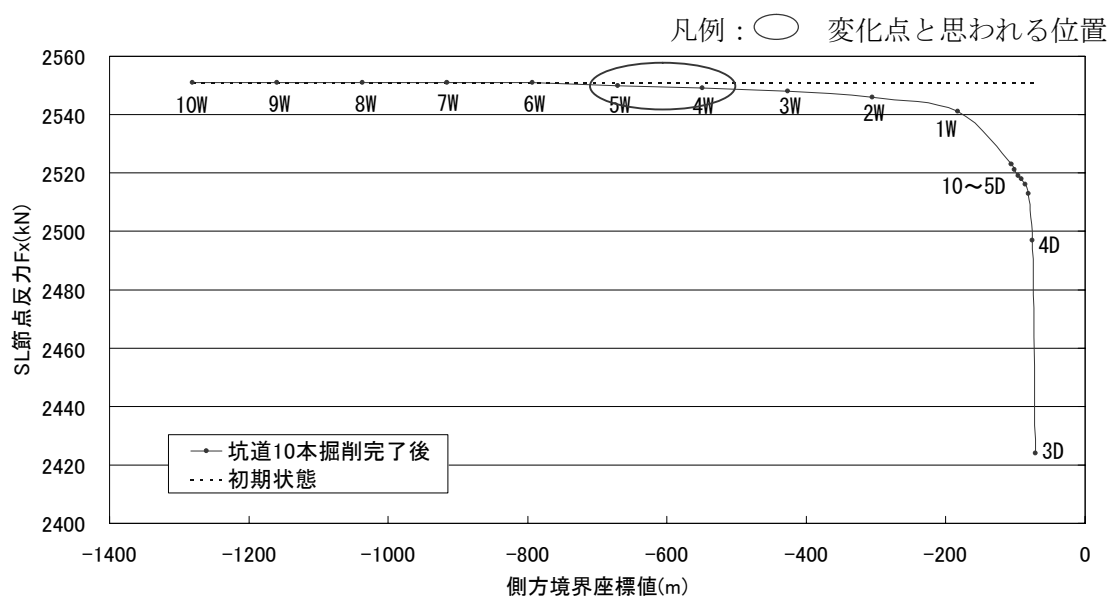


図 2-16 SR-A 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 100m)

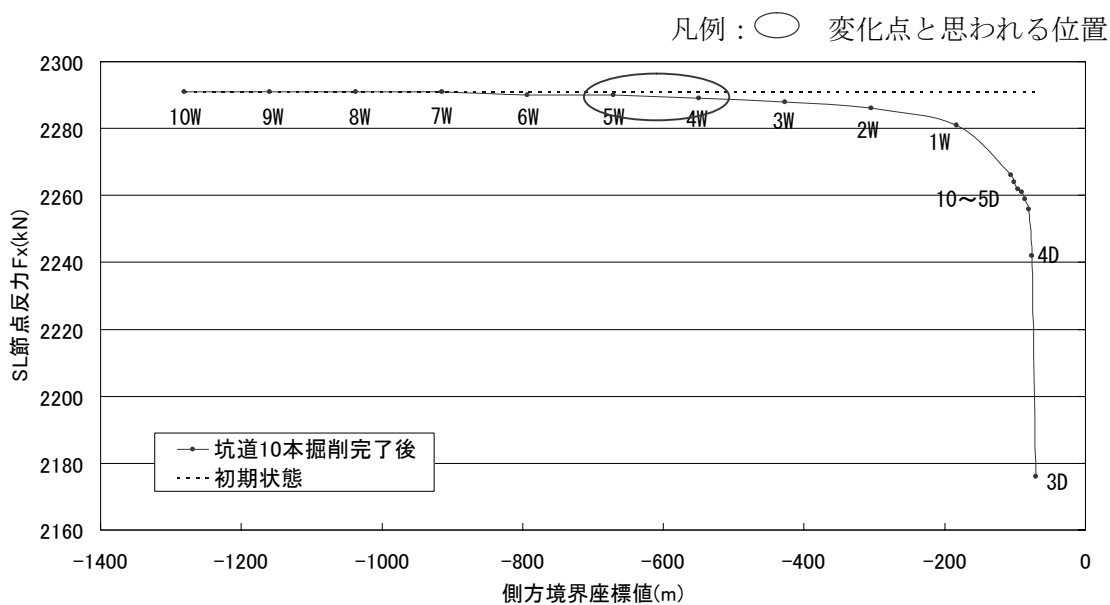


図 2-17 SR-C 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 100m)

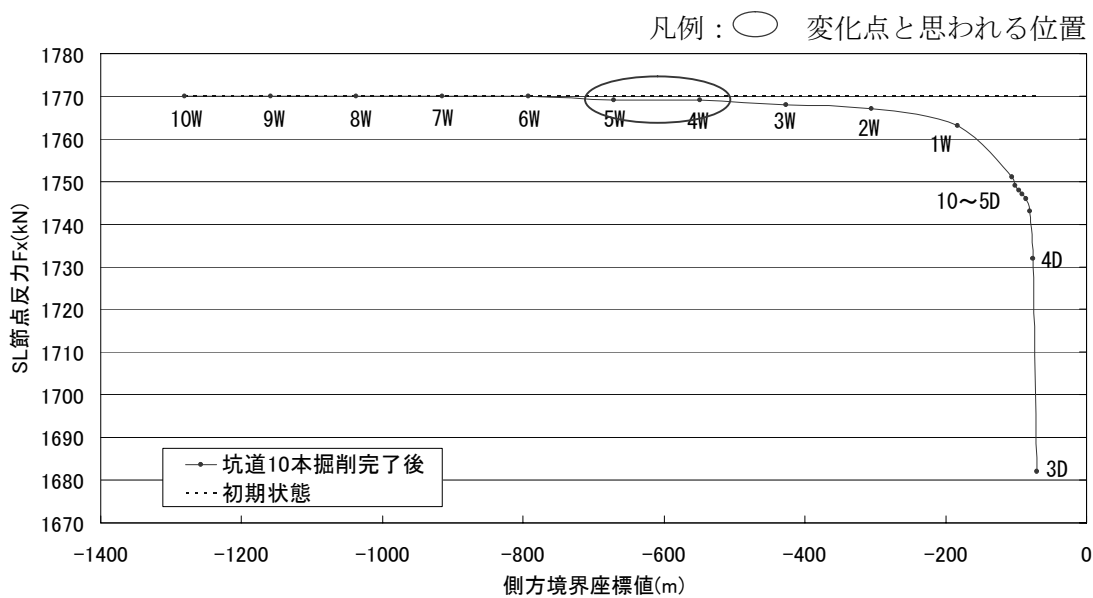


図 2-18 SR-E 物性値における SL 位置節点反力と側方境界座標値の関係 (土被り 100m)

2. 2. 2 底面境界領域検討

側方境界領域同様、初期地圧の大きさや地山物性値の違いにより、適切な底面境界領域が異なる可能性が考えられることから、土被りや地山物性値および底面領域を変化させたパラメータスタディを行った。土被りについては、 $h=1000\text{m}$, 500m , 100m の3ケース、地山物性値については第2次取りまとめで設定されている表2-2に示す軟岩系岩盤データセットSR-A, SR-C, SR-Eの3ケースをパラメータとした。また、底面領域の設定においては、図2-3の単一坑道幅Dおよび坑道群幅Wの定義に従い、坑道群幅Wに対して6倍から1倍、単一坑道幅Dに対して10倍から1倍の計16ケースをパラメータとした。解析ケースを表2-3に示す。なお、地山への影響が顕著に現れるように側方境界領域検討同様支保工はモデル化せず無支保として解析を実施した。また、底面境界領域検討時の側方境界領域は、側方境界領域の影響が出ないように側方境界領域検討時の最大 $10W$ とした。

最適な底面境界の設定については、掘削の影響が及ばない範囲まで境界を拡げることが必要であると考えられる。評価するパラメータとしては、側方領域検討と同様に反力に着目し、鉛直方向の節点反力 F_y を評価するパラメータとした。図2-19、図2-20に示すように、坑道掘削による影響が最も大きいと思われる坑道群中心位置の底面境界に着目して境界領域の検討を行った。

表 2-3 解析ケース（底面境界領域検討）

土被り(m)	地山物性値	底面境界領域(W:坑道群幅, D:坑道径)
1000	SR-A	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D
	SR-C	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D
	SR-E	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D
500	SR-A	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D
	SR-C	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D
	SR-E	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D
100	SR-A	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D
	SR-C	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D
	SR-E	6W, 5W, 4W, 3W, 2W, 1W, 10D, 9D, 8D, 7D, 6D, 5D, 4D, 3D, 2D, 1D

(1) 土被り 1000m

1) メッシュ図

土被り 1000m における解析メッシュ図の内最も領域の広い 6W と最も狭い 1D を図 2-19, 図 2-20 に示す。

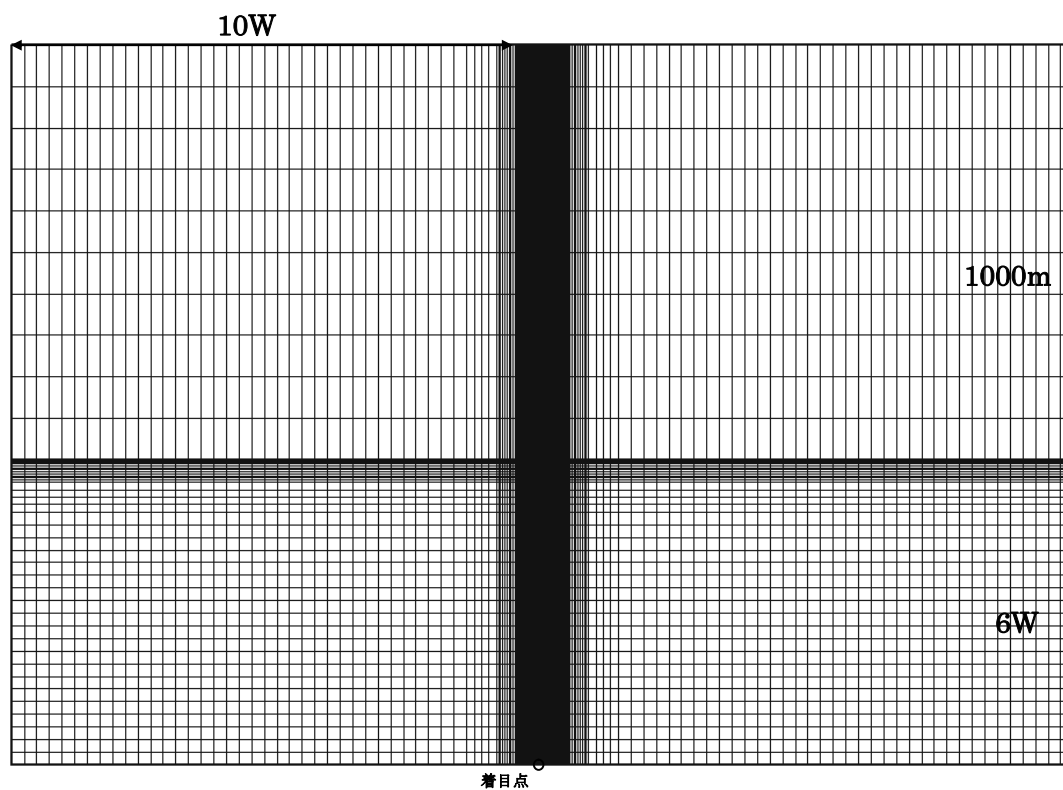


図 2-19 底面境界領域 6W の解析メッシュ (土被り 1000m)

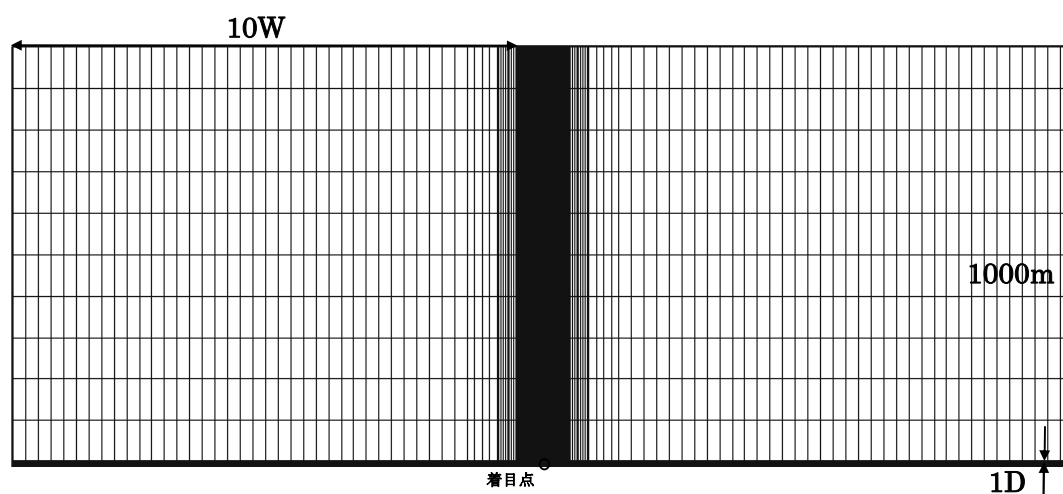


図 2-20 底面境界領域 1D の解析メッシュ (土被り 1000m)

2) 解析結果

土被り 1000m における，岩盤物性値 SR-A の解析結果を図 2-21，図 2-22，岩盤物性値 SR-C の解析結果を図 2-23，図 2-24，岩盤物性値 SR-E の解析結果を図 2-25，図 2-26 に示す。すべての岩盤物性値において，底面境界領域が狭くなるほど坑道 10 本掘削完了後の反力と初期応力状態の反力との差は大きくなり，底面領域「3W～4W」を境にして，差が徐々に大きくなる傾向が見られる。ただし，全ての図において 6W～2D まではトンネル掘削によって底面境界の節点を引張ることにより初期応力状態よりも中心節反力は小さくなるが，1D だけは中間地山に作用する荷重が底面境界まで影響することによって初期応力よりも反力が大きくなると考えられる。

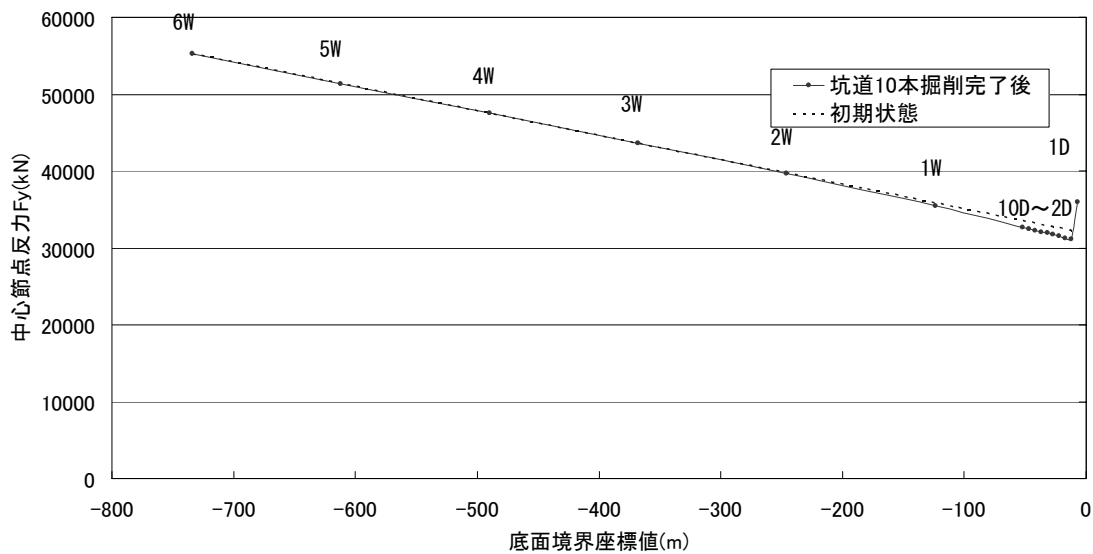


図 2-21 SR-A 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 1000m)

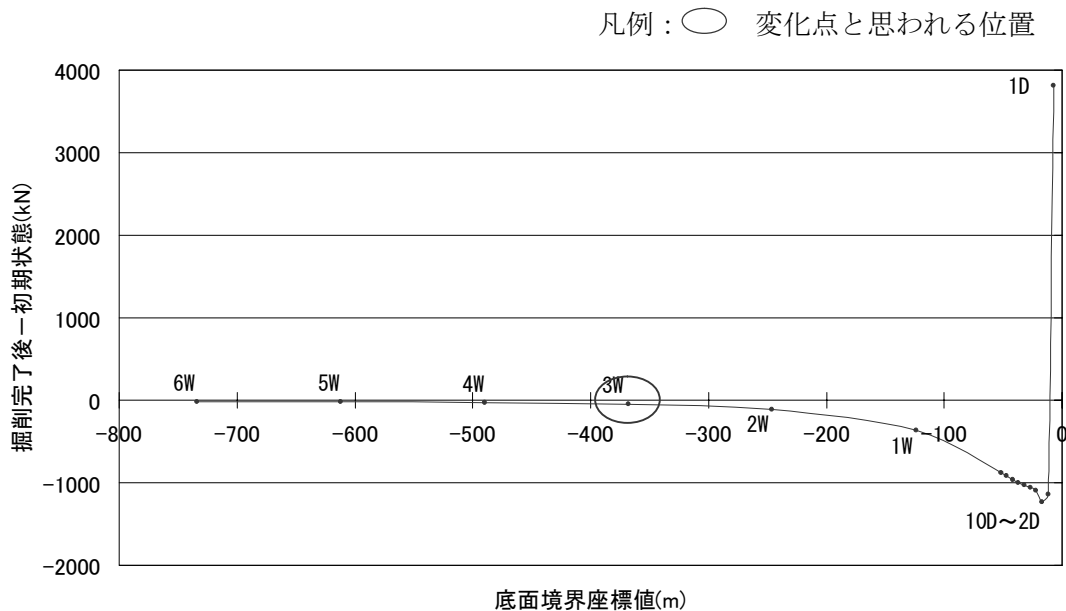


図 2-22 SR-A 物性値における掘削完了後反力 - 初期状態反力と底面境界との関係 (土被り 1000m)

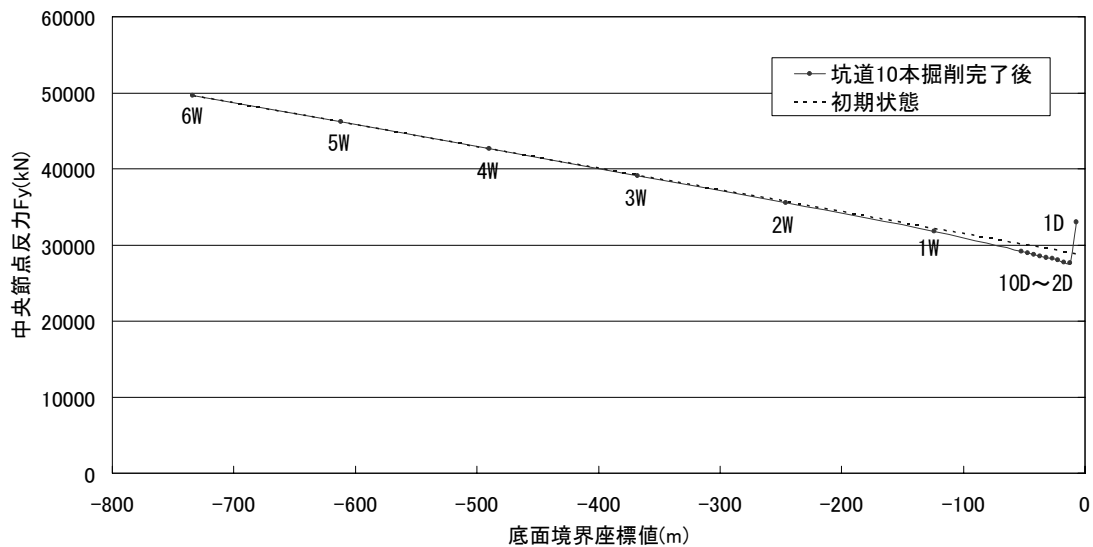


図 2-23 SR-C 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係（土被り 1000m）

凡例：○ 変化点と思われる位置

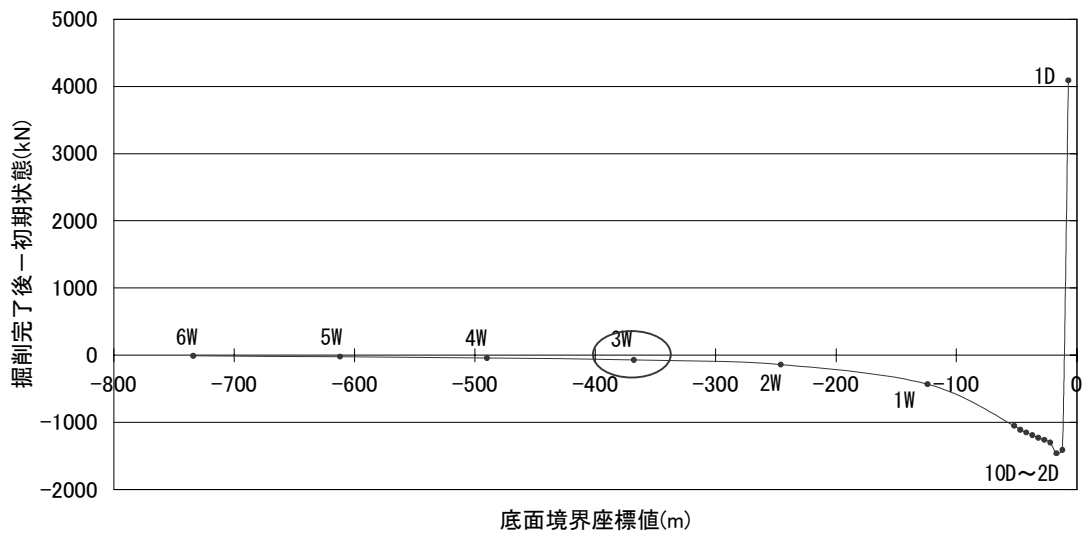


図 2-24 SR-C 物性値における掘削完了後反力 - 初期状態反力と底面境界との関係（土被り 1000m）

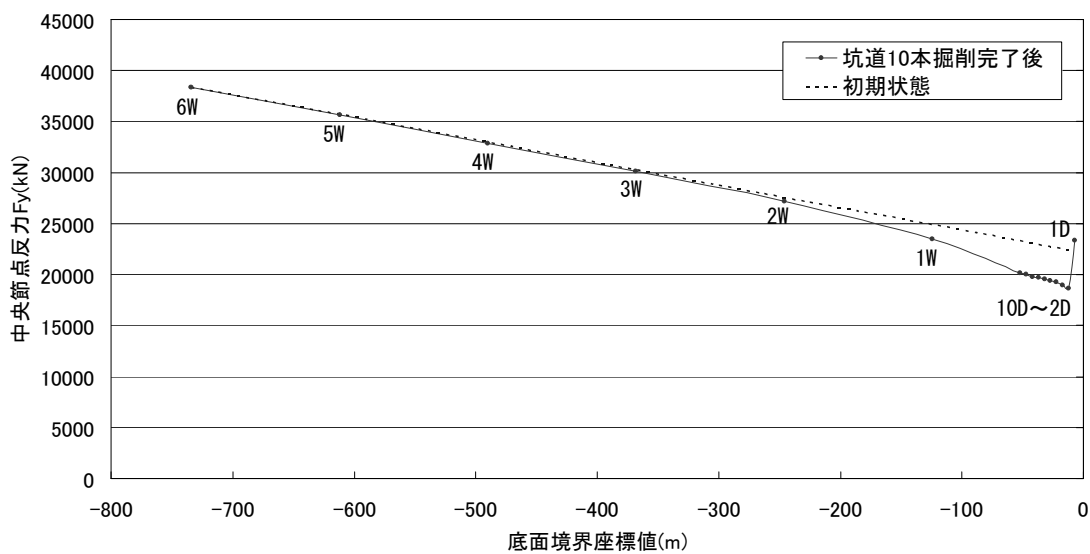


図 2-25 SR-E 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 1000m)

凡例：○ 変化点と思われる位置

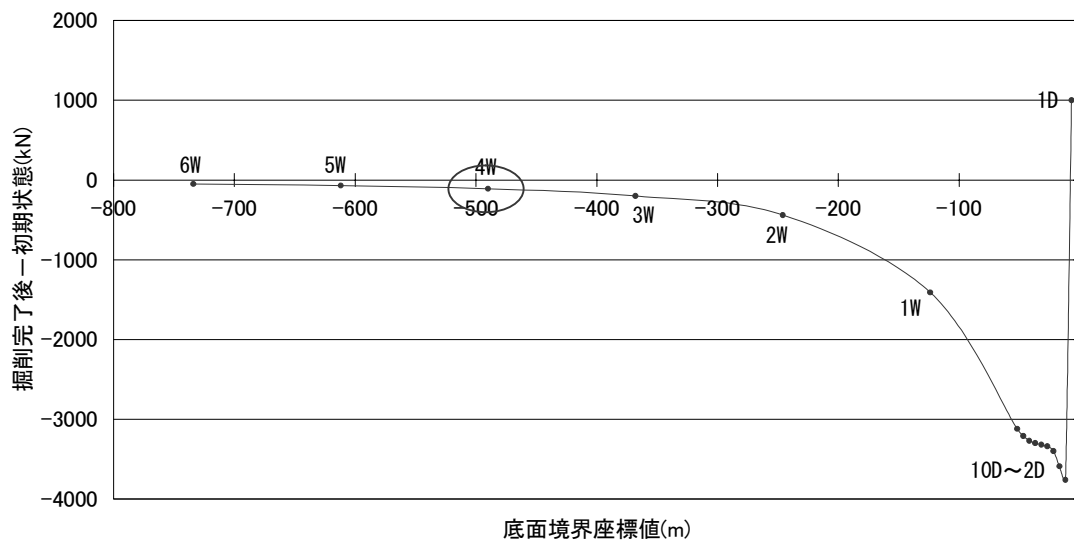


図 2-26 SR-E 物性値における掘削完了後反力 - 初期状態反力と底面境界との関係 (土被り 1000m)

(2) 土被り 500m

1) メッシュ図

土被り 500m における解析メッシュ図の内最も領域の広い 6W と最も狭い 1D を図 2-27, 図 2-28 に示す。

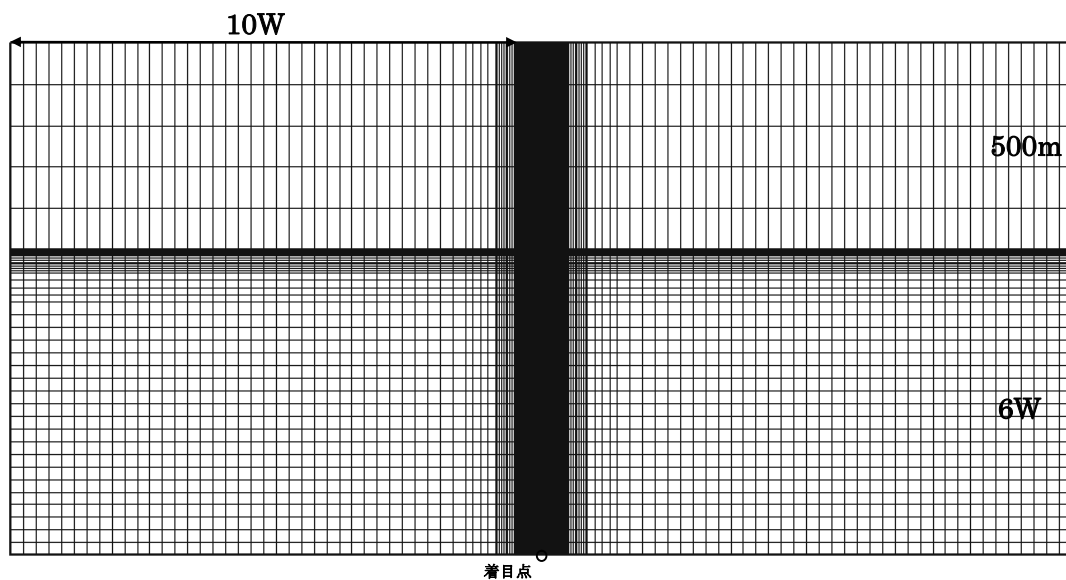


図 2-27 底面境界領域 6W の解析メッシュ (土被り 500m)

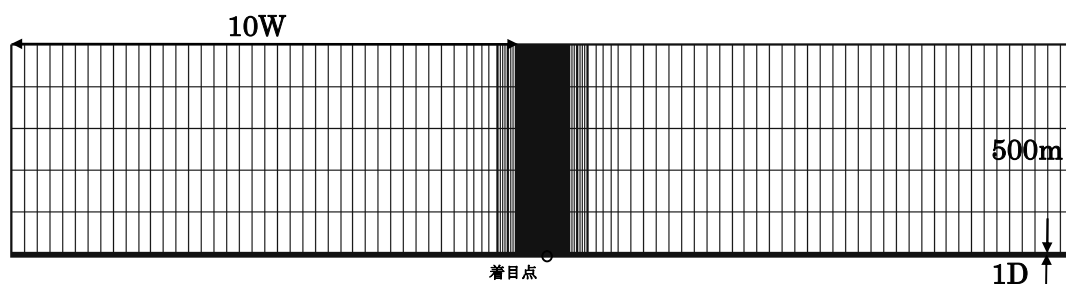


図 2-28 底面境界領域 1D の解析メッシュ (土被り 500m)

2) 解析結果

土被り 500m における，岩盤物性値 SR-A の解析結果を図 2-29，図 2-30，岩盤物性値 SR-C の解析結果を図 2-31，図 2-32，岩盤物性値 SR-E の解析結果を図 2-33，図 2-34 に示す。すべての岩盤物性値において，底面境界領域が狭くなるほど坑道 10 本掘削完了後の反力と初期応力状態の反力との差は大きくなり，底面領域「4W」を境にして，差が徐々に大きくなる傾向が見られる。ただし，全ての図において 6W～2D まではトンネル掘削によって底面境界の節点を引張ることにより初期応力状態よりも中心節点反力は小さくなるが，1D だけは中間地山に作用する荷重が底面境界まで影響することによって初期応力よりも反力が大きくなると考えられる。

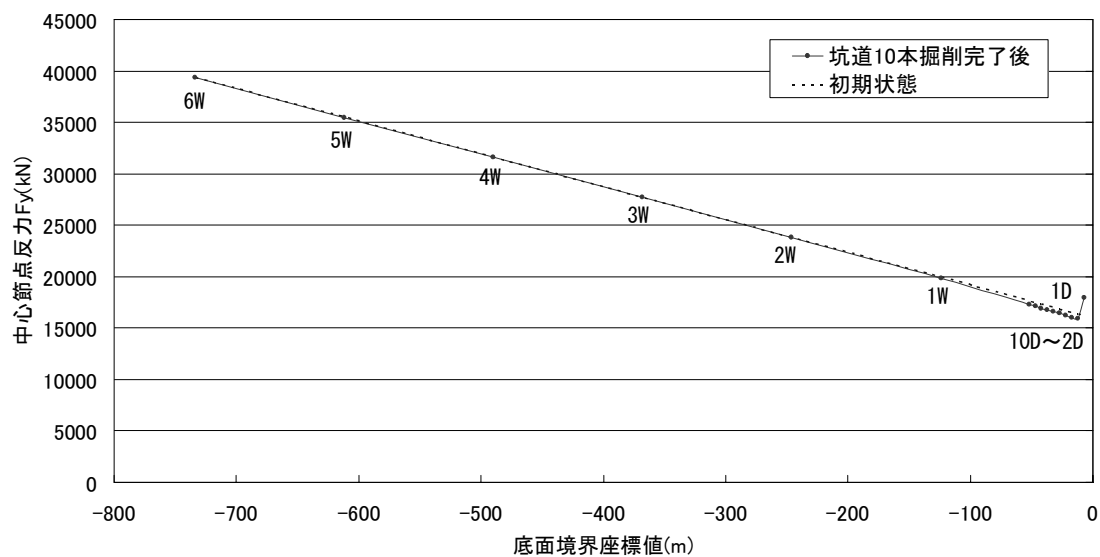


図 2-29 SR-A 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 500m)

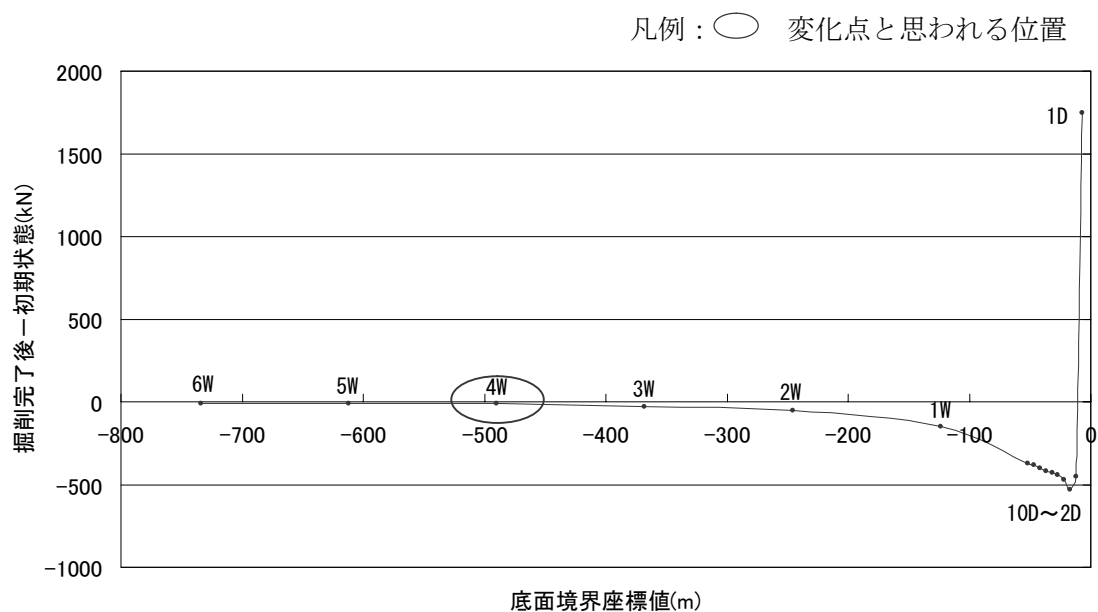


図 2-30 SR-A 物性値における掘削完了後反力 - 初期状態反力と底面境界との関係 (土被り 500m)

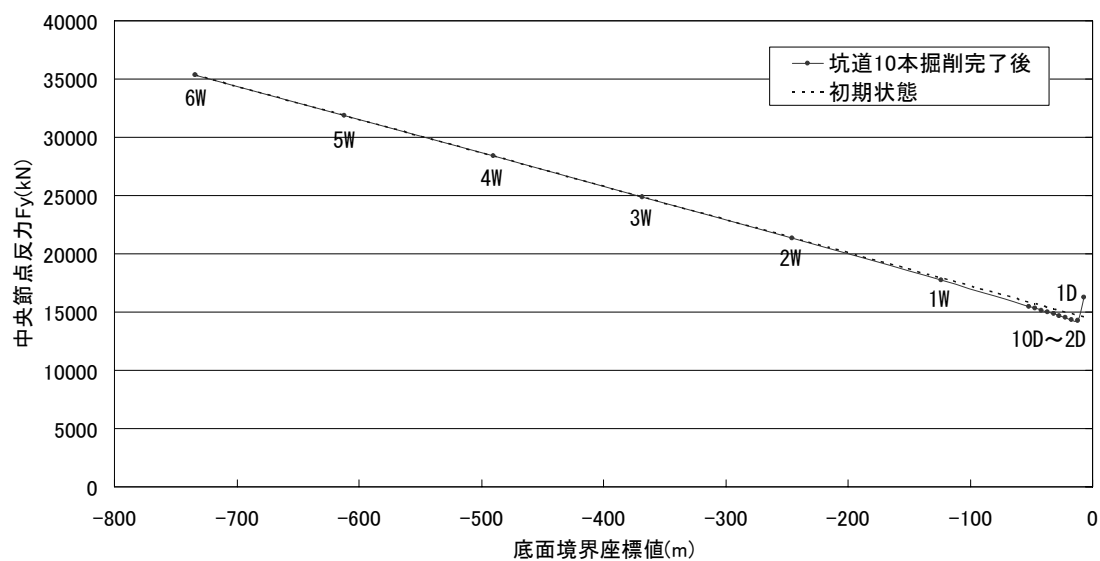


図 2-31 SR-C 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 500m)

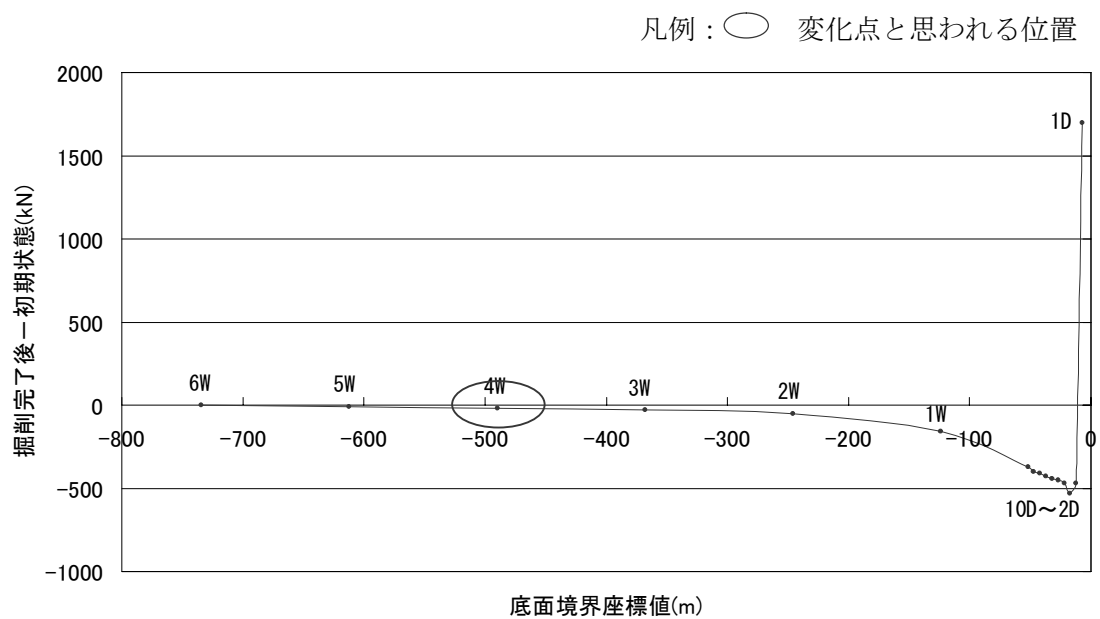


図 2-32 SR-C 物性値における掘削完了後反力 - 初期状態反力と底面境界との関係 (土被り 500m)

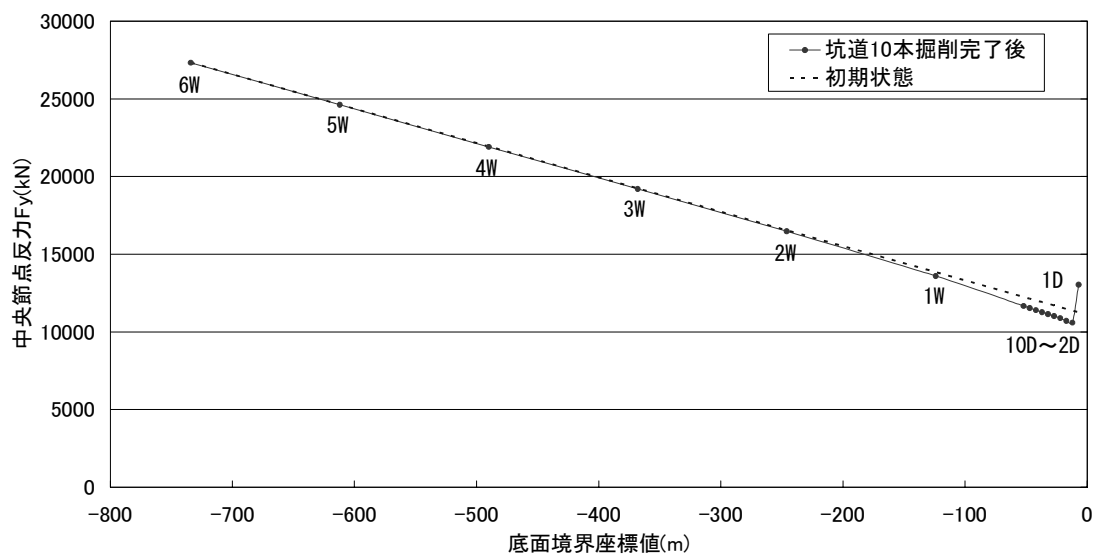


図 2-33 SR-E 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係（土被り 500m）

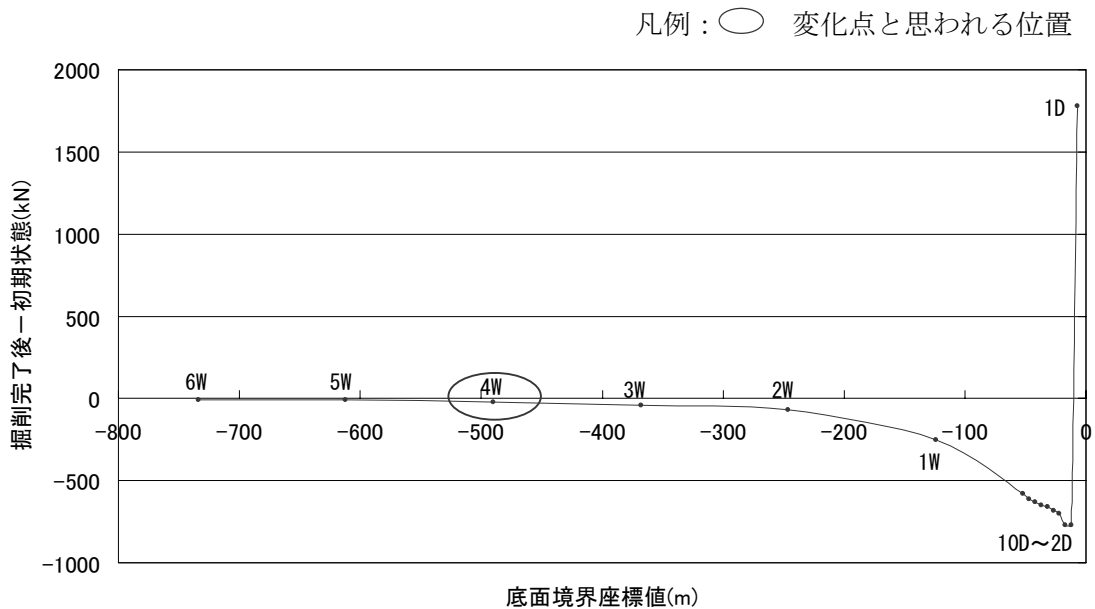


図 2-34 SR-E 物性値における掘削完了後反力 - 初期状態反力と底面境界との関係（土被り 500m）

(3) 土被り 100m

1) メッシュ図

土被り 100m における解析メッシュ図の内最も領域の広い 6W と最も狭い 1D を図 2-35, 図 2-36 に示す。

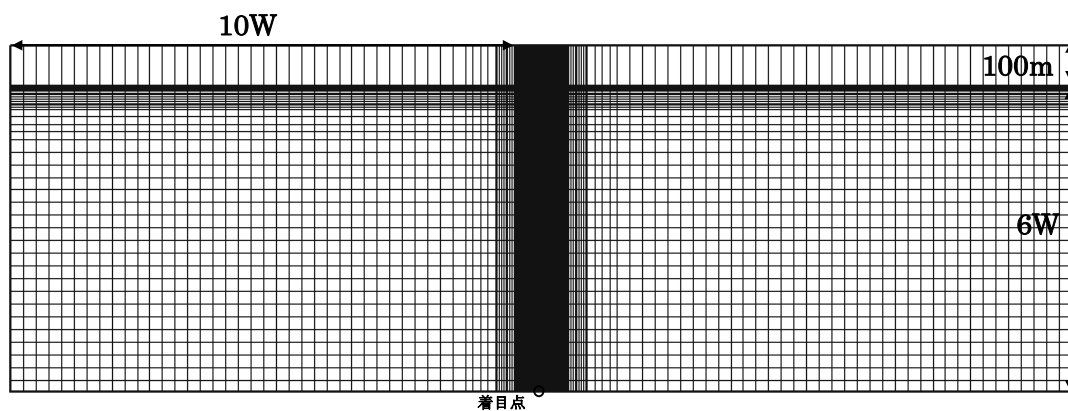


図 2-35 底面境界領域 6W の解析メッシュ (土被り 100m)



図 2-36 底面境界領域 1D の解析メッシュ (土被り 100m)

2) 解析結果

土被り 100m における，岩盤物性値 SR-A の解析結果を図 2-37，図 2-38，岩盤物性値 SR-C の解析結果を図 2-39，図 2-40，岩盤物性値 SR-E の解析結果を図 2-41，図 2-42 に示す。すべての岩盤物性値において，底面境界領域が狭くなるほど坑道 10 本掘削完了後の反力と初期応力状態の反力との差は大きくなり，底面領域「3W～4W」を境にして，差が徐々に大きくなる傾向が見られる。ただし，全ての図において 6W～2D まではトンネル掘削によって底面境界の節点を引張ることにより初期応力状態よりも中心節点反力は小さくなるが，1D だけは中間地山に作用する荷重が底面境界まで影響することによって初期応力よりも反力が大きくなると考えられる。

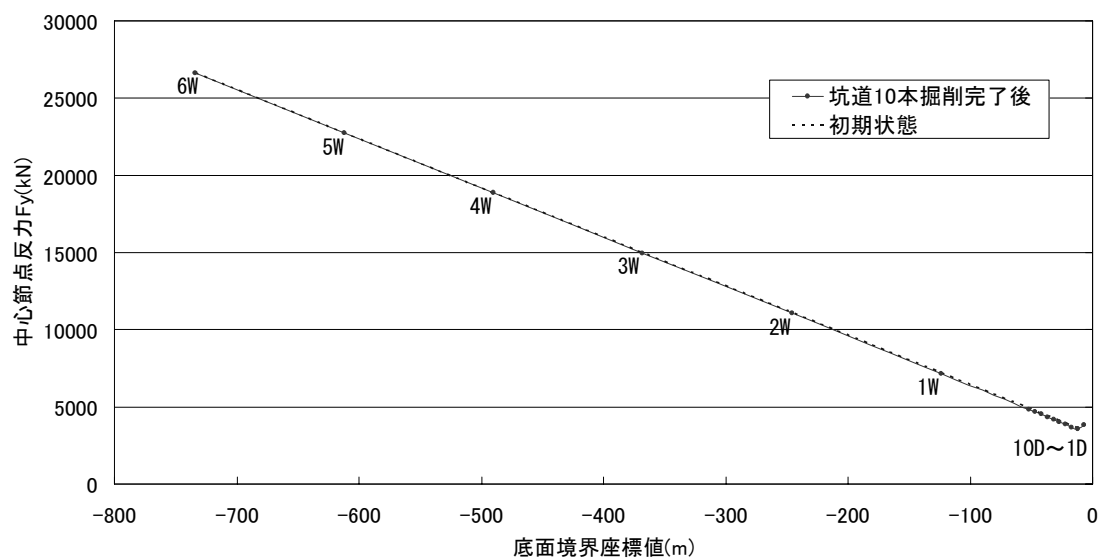


図 2-37 SR-A 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係（土被り 100m）

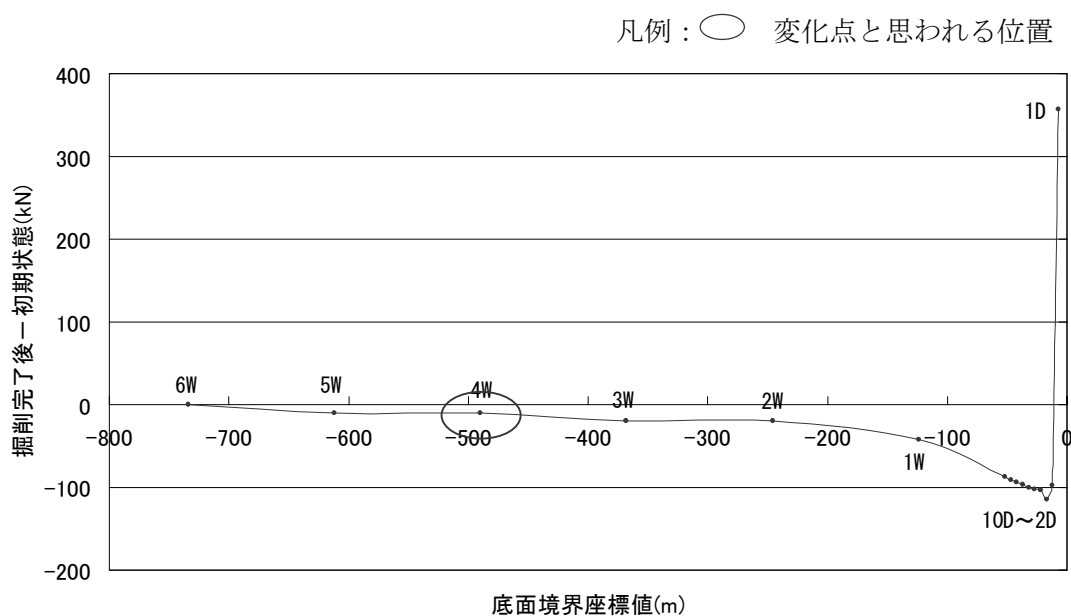


図 2-38 SR-A 物性値における掘削完了後反力 - 初期状態反力と底面境界との関係（土被り 100m）

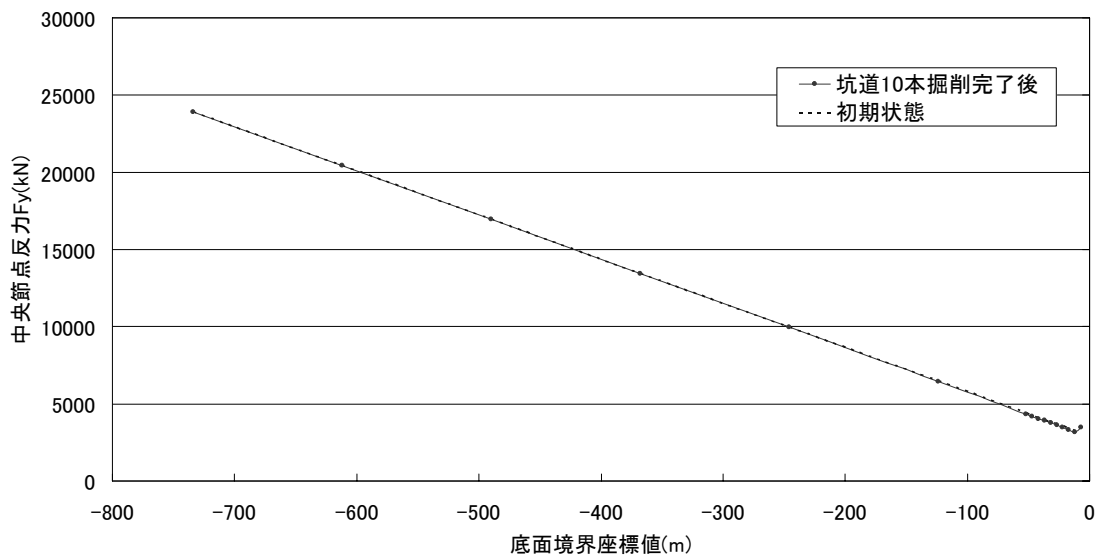


図 2-39 SR-C 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 100m)

凡例：○ 変化点と思われる位置

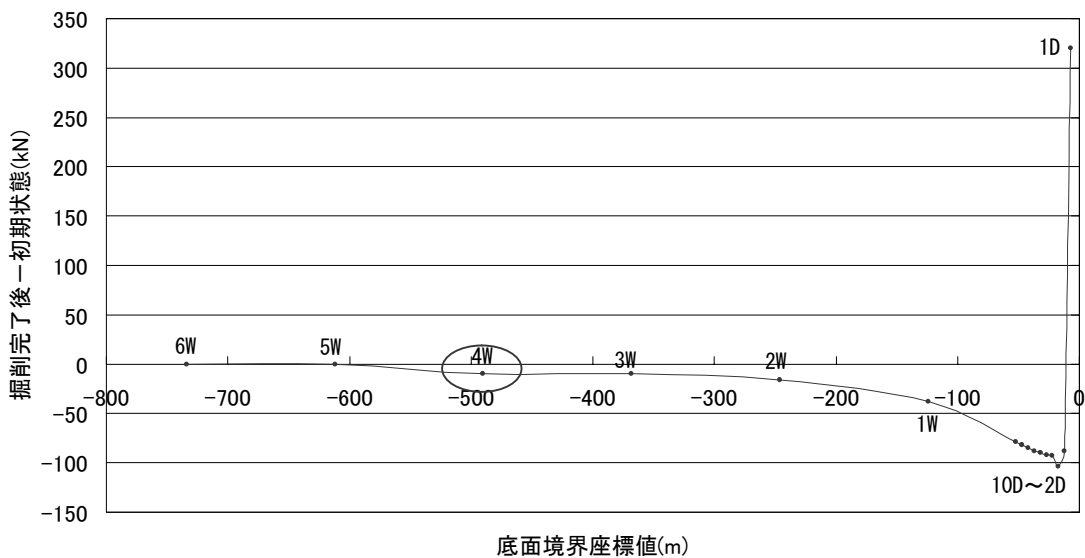


図 2-40 SR-C 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力と底面境界との関係 (土被り 100m)

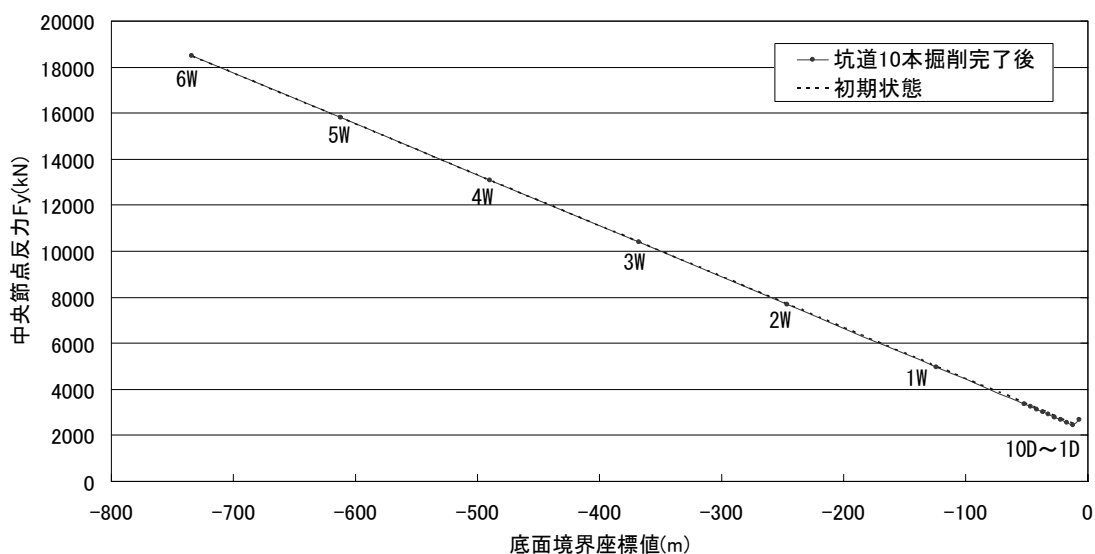


図 2-41 SR-E 物性値における中心位置節点反力と底面境界との関係 (土被り 100m)

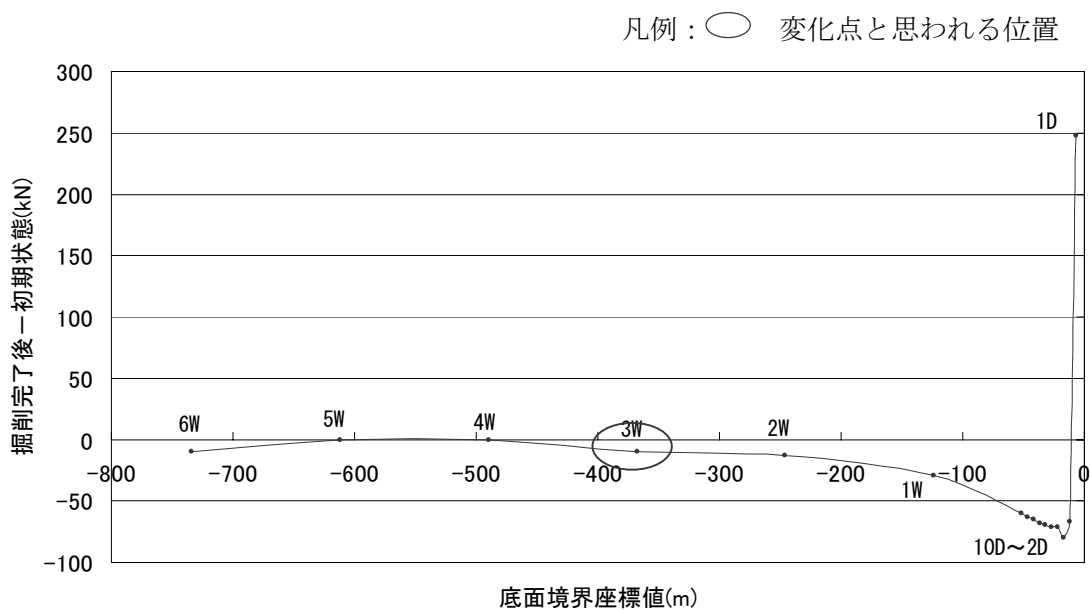


図 2-42 SR-E 物性値における掘削完了後反力-初期状態反力と底面境界との関係 (土被り 100m)

2. 2. 3 まとめ

2. 2. 1 においては側方境界領域についての検討を行い, 2. 2. 2 においては底面境界領域についての検討を行った。これらの結果をまとめたものを表 2-4 に示す。表から明らかのように多連設坑道モデルでの側方領域は, 図 2-43 に示すように 3W~5W, 底面領域については 3W~4W 程度設定するのが適切であると思われる。

従って, 解析ソフトの容量に問題が無ければ, 側方領域を 5W, 底面領域を 4W とすることが安全である。

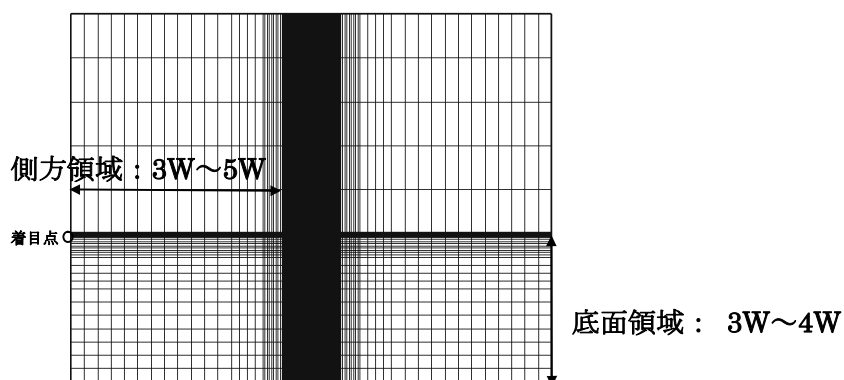


図 2-43 多連設坑道モデルにおける解析領域設定案

表 2-4 多連設坑道モデルにおける解析領域検討結果

土被り	地山物性値	側方境界領域	底面境界領域
1000m	SR-A	3W~4W	3W
	SR-C	3W	3W
	SR-E	3W	4W
500m	SR-A	3W	4W
	SR-C	3W	4W
	SR-E	3W~4W	4W
100m	SR-A	4W~5W	4W
	SR-C	4W~5W	4W
	SR-E	4W~5W	3W

2. 3 塑性領域が広範囲に発生する場合の留意点

平成 19 年度の簡略化モデルによる解析結果²⁾では、ピラーの全幅が塑性化すると、ピラーに作用する鉛直応力が全土被り分に相当しない現象が見られた。本来多連設坑道モデルで左右領域を充分取ったモデルにより解析を行えば、この様なことは起きない。しかし、多連設坑道モデルでの解析は、解析全体の最終段階で行われる解析であり、途中段階では簡略化モデルでの検討を実施することになる。そのためピラーに作用する鉛直応力が全土被り分に相当しない原因を追究し、FEM 弾塑性解析手法において塑性領域が広範囲に発生する場合の留意点を検討する。

平成 19 年度の解析結果（表 1-1～1-3）によれば、図 1-3 に示すようにピラーの全幅が塑性化すると、ピラーに作用する鉛直応力が全土被りに対して、ピラー幅 8m で 79.8%、ピラー幅 2.5m で 56.4%、ピラー幅 0.5m では 13.5%となった。ピラー幅が狭くなるほど全土被りに対する割合が減少する傾向を示している。

本来、このモデルでは境界条件（表 2-5）が側面鉛直方向自由のため全土被り荷重がピラー部分に作用するはずである。しかし、実際の解析結果では、全土被り荷重はピラーに作用していない。この原因を探るため、FEM 解析において解析条件を変化させて状況を確認すると共に FEM 弾塑性解析などに見られる発散現象が生じにくいことが特徴⁵⁾として挙げられている有限差分法 (FDM) にて同様の問題が発生するか確認する。有限差分法 (FDM) においても同様の問題が発生すれば、発散現象が原因でなく、別に原因があることが確認できると考えられる。

表 2-5 平成 19 年度解析条件

解析モデル	解析モデル：簡略化モデル 土被り h ：500m 坑道径 D ：5m（円形） ピラー幅：8m（1.6D），2.5m（0.5D），0.5m（0.1D）の3ケース 支保工：モデル化しない
境界条件	上面：水平方向自由，鉛直方向自由 側面：水平方向固定，鉛直方向自由 下面：水平方向自由，鉛直方向固定
解析手法	解析手法：2次元有限要素法（FEM）による弾塑性解析 破壊規準：Mohr-Coulomb の破壊規準 解析コード：FEM23 ⁴⁾ （前田建設工業株）
解析ステップ	Step1：初期地圧を各要素に付与（自重解析，側圧係数 1.0） Step2：坑道掘削（全断面掘削，応力解放率 100%）
岩盤物性値	岩盤物性値：第 2 次取りまとめ ¹⁾ の軟岩系岩盤データセット（SR-C）に 対し， E ， C ， ϕ ， σ_t を 1/5 に低減 単位体積重量 γ ：22 [kN/m ³] 弾性係数 E ：700 [MPa]（1/5 に低減） ポアソン比 ν ：0.3 [-] 粘着力 C ：0.6 [MPa]（1/5 に低減） 内部摩擦角 ϕ ：5.6 [MPa]（1/5 に低減） 引張強度 σ_t ：0.42 [MPa]（1/5 に低減）

2. 3. 1 有限要素法(FEM)弾塑性解析

(1) 解析モデル

解析モデルは、トンネルセンターとピラーセンターの幅 6.5m 部分を地上まで伸ばした簡略化モデルで、掘削の影響が顕著に現れるように無支保にて解析を実施した。解析モデルを図 2-44 に示す。解析条件は、表 2-6 に示す通りである。

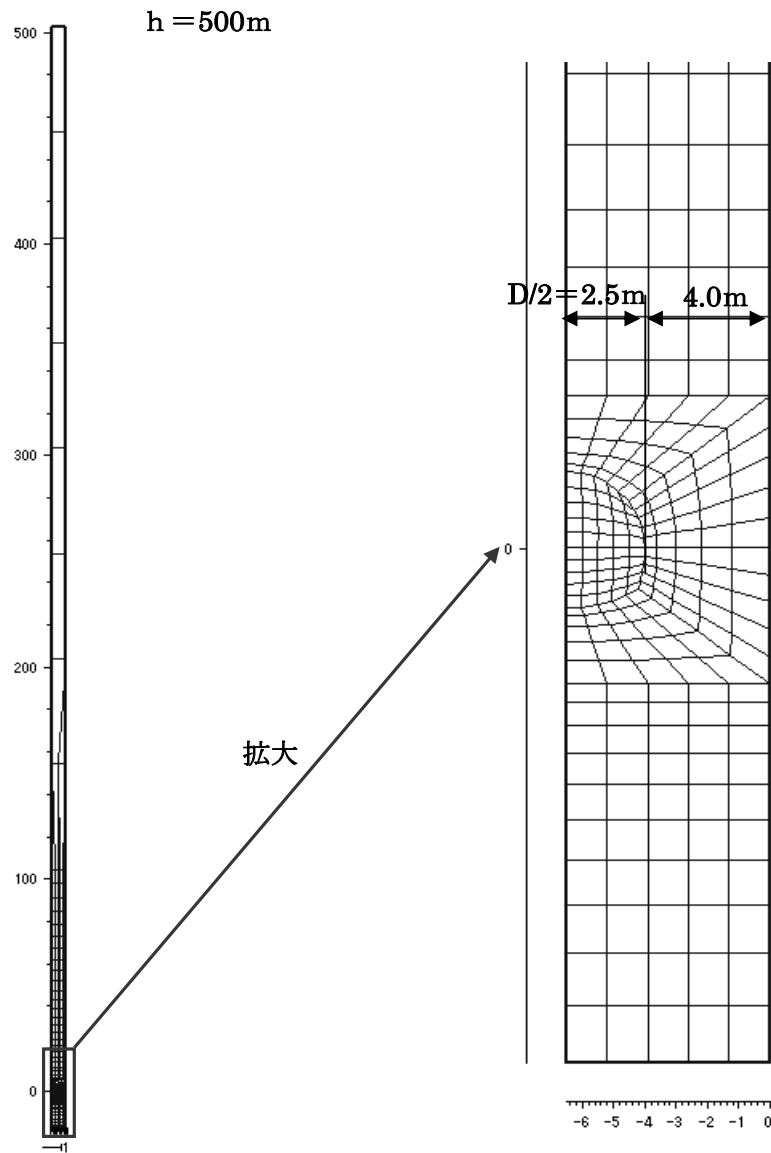


図 2-44 FEM 解析モデル

表 2-6 本検討における FEM 解析条件

解析モデル	解析モデル：簡略化モデル 土被り h：500m 坑道径 D：5m（円形） ピラー幅：8m（1.6D） 支保工：モデル化しない
境界条件	上面：水平方向自由，鉛直方向自由 側面：水平方向固定，鉛直方向自由 下面：水平方向自由，鉛直方向固定
解析手法	解析手法：2次元有限要素法（FEM）による弾塑性解析 破壊規準：Mohr-Coulomb の破壊規準 解析コード：FEM23 ⁴⁾ （前田建設工業(株)）
解析ステップ	Step1：初期応力解析（自重解析，側圧係数 1.0） Step2：坑道掘削（全断面掘削，応力解放率 100%）
岩盤物性値	岩盤物性値：表 2-7 に示す

(2) 解析ケース

解析ケースは、SR-C物性値を基本として、弾性係数 E・粘着力 C・内部摩擦角 ϕ を 0.1 倍から 2.0 倍まで変化させた表 2-7 の 16 ケースとした。

表 2-7 解析ケース

CASE NO	物性値倍率	弾性係数 E[MPa]	粘着力 C[MPa]	内部摩擦角 ϕ [°]
CASE1	0.10	500	0.3	3
CASE2	0.20	1,000	0.6	6
CASE3	0.25	1,250	0.8	7
CASE4	0.33	1,650	1.0	9
CASE5	0.50	2,500	1.5	14
CASE6	0.53	2,650	1.6	15
CASE7	0.56	2,800	1.7	16
CASE8	0.59	2,950	1.8	17
CASE9	0.63	3,150	1.9	18
CASE10	0.67	3,350	2.0	19
CASE11	0.71	3,550	2.1	20
CASE12	0.77	3,850	2.3	22
CASE13	0.83	4,150	2.5	23
CASE14	0.91	4,550	2.7	25
CASE15	1.00	5,000	3.0	28
CASE16	2.00	10,000	6.0	56

(3) 解析ステップ

解析ステップは、STEP1：初期応力解析，STEP2：トンネル掘削の 2 ステップとした。

(4) 解析結果

CASE1～CASE16の塑性領域分布図およびS.L.位置における塑性幅を図2-45に示す。

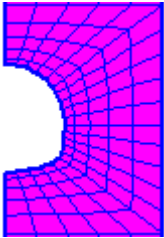
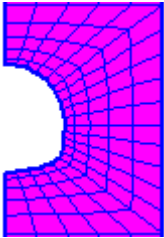
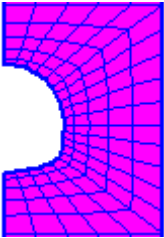
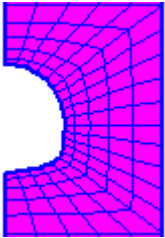
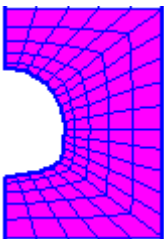
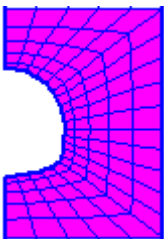
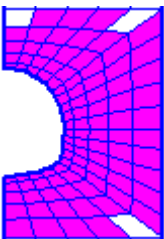
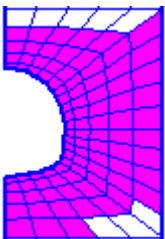
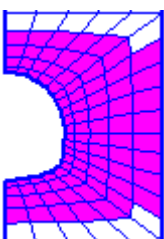
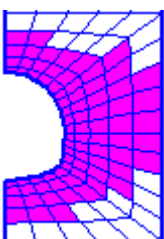
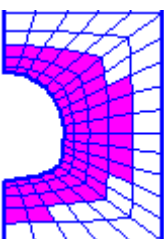
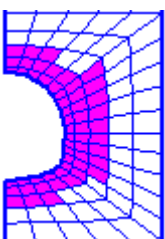
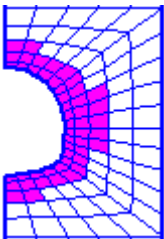
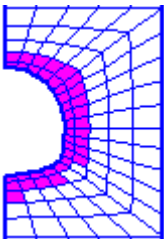
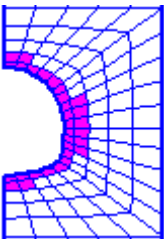
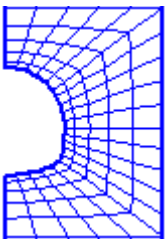
CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
			
S. L. 塑性幅=4.0m	S. L. 塑性幅=4.0m	S. L. 塑性幅=4.0m	S. L. 塑性幅=4.0m
CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
			
S. L. 塑性幅=4.0m	S. L. 塑性幅=4.0m	S. L. 塑性幅=4.0m	S. L. 塑性幅=4.0m
CASE9	CASE10	CASE11	CASE12
			
S. L. 塑性幅=4.0m	S. L. 塑性幅=4.0m	S. L. 塑性幅=2.8m	S. L. 塑性幅=1.8m
CASE13	CASE14	CASE15	CASE16
			
S. L. 塑性幅=1.8m	S. L. 塑性幅=1.0m	S. L. 塑性幅=1.0m	S. L. 塑性幅=0.0m

図 2-45 FEM 塑性領域分布



CASE1~CASE16 の主応力分布を図 2-46 に示す。

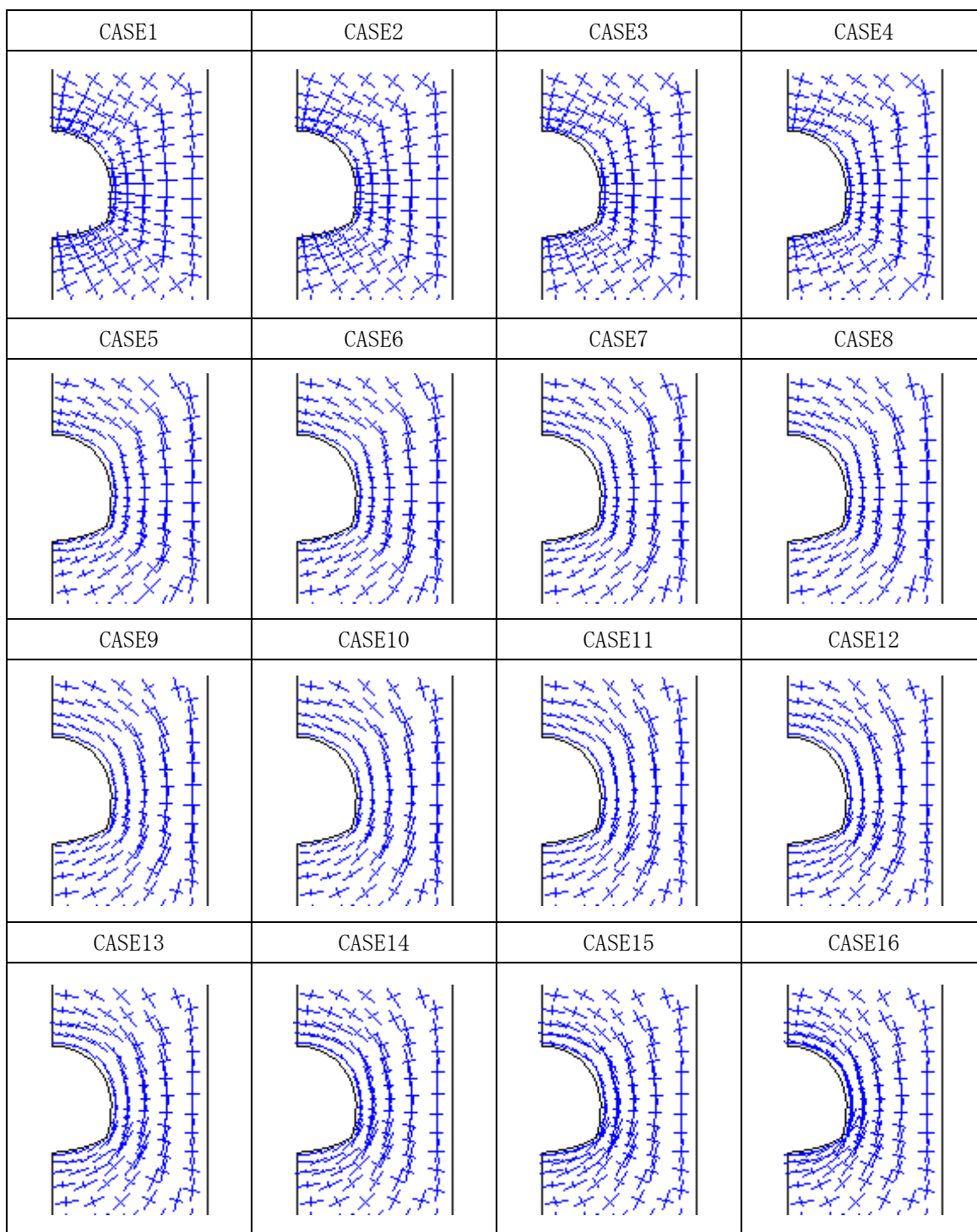


図 2-46 FEM 主応力分布

CASE1～CASE16 の鉛直応力分布を図 2-47 に示す。

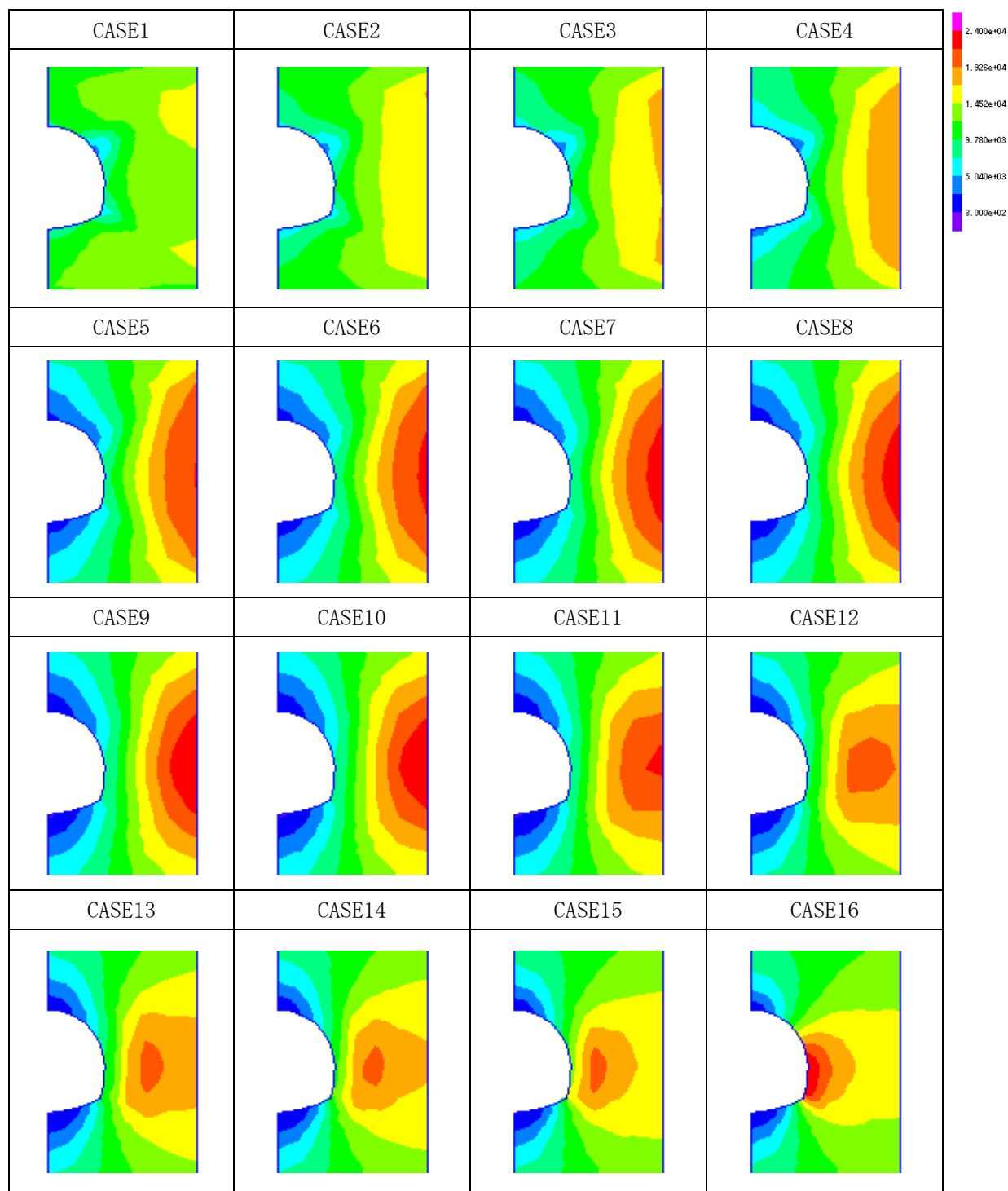


図 2-47 FEM 鉛直応力分布

(5) 考察

S.L.位置において、CASE1 から CASE10 では全幅が塑性化し、CASE11 から CASE16 になると、岩盤物性値が大きくなるほど塑性幅は小さくなる (図 2-45)。坑壁の主応力分布は、岩盤物性値が大きいと応力状態は一軸圧縮状態であるが、岩盤物性値が小さい場合にはトンネル中心方向にも応力が発生している (図 2-46)。今回の解析では、支保工はモデル化していないので内圧は作用していないが、坑壁において中心方向に応力が発生している。

この現象は、力の釣り合いとしては考えられず、解析は見かけ上収束しているが、実際には収束していないと考えられるため、不適切な答えを出している可能性がある。このことから、坑壁部分において中心方向に応力が発生しているか否かである程度収束状態が想定できることがわかった。なお、汎用ソフトである 2D-σ⁶ においても、全幅が塑性化するような解析を行ったが、同傾向の結果が得られている。

2. 3. 2 有限差分法 (FDM) 弾塑性解析

2.3.1 の FEM 解析結果においては、塑性領域が大きく広がる場合、解析は見かけ上収束しているが、実際には収束していないと考えられるため、不適切な答えを出している可能性が示唆された。

1981 年に Cundall が提案した有限差分法 (FDM) は、FEM 弾塑性解析などに見られる発散現象が生じにくいことが特徴⁴⁾として挙げられている。従って、FEM 解析で見かけ上収束して解が求められた条件でも解が求められないことが想定される。また、釣り合い式を運動方程式の形で表すことにより、破壊までの地盤挙動の進展を表現可能であり、地盤の塑性大変形を含む解析に対応可能であることも特徴として挙げられている。

このような特徴がある FDM 解析を適用することにより、2.3.1 に見られたような問題を解決可能であるかを検討した。なお、FDM 解析は HCItasca 社の FLAC3D⁷⁾を用いた。

(1) 解析モデル

解析モデルは、FEM 解析同様トンネルセンターとピラーセンターの幅 6.5m 部分を地上まで伸ばした簡略化モデルで、掘削の影響が顕著に現れるように無支保にて解析を実施した。解析モデルを図 2-48 に示す。解析条件は、表 2-8 に示す通りである。

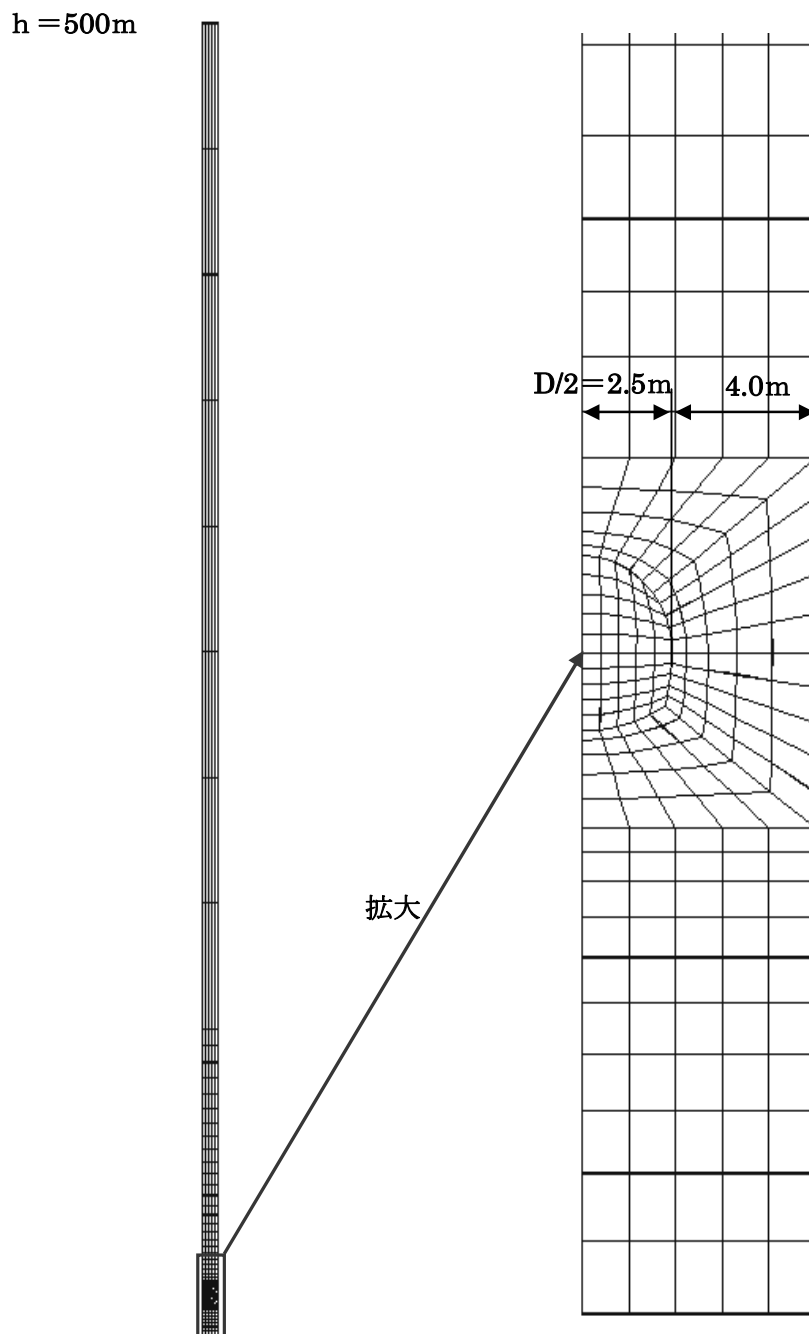


図 2-48 FDM 解析モデル

表 2-8 FDM 解析条件

解析モデル	解析モデル：簡略化モデル 土被り h：500m 坑道径 D：5m（円形） ピラー幅：8m（1.6D） 支保工：モデル化しない
境界条件	上面：水平方向自由，鉛直方向自由 側面：水平方向固定，鉛直方向自由 下面：水平方向自由，鉛直方向固定
解析手法	解析手法：2次元有限差分法（FDM）による弾塑性解析 破壊規準：Mohr-Coulomb の破壊規準 解析コード：FLAC3D ⁷⁾ （HCItasca 社）
解析ステップ	Step1：初期応力解析（自重解析，側圧係数 1.0） Step2：坑道掘削（全断面掘削，応力解放率 100%）
岩盤物性値	岩盤物性値：表 2-7 に示す

(2) 解析ケース

解析ケースは、FEM 解析同様 SR-C 物性値を基本として、弾性係数 E・粘着力 C・内部摩擦角 ϕ を 0.1 倍から 2.0 倍まで変化させた表 2-7 の 16 ケースとした。

表 2-7 解析ケース (P. 38 の再掲)

CASE NO	物性値倍率	弾性係数 E[MPa]	粘着力 C[MPa]	内部摩擦角 ϕ [°]
CASE1	0.10	500	0.3	3
CASE2	0.20	1,000	0.6	6
CASE3	0.25	1,250	0.8	7
CASE4	0.33	1,650	1.0	9
CASE5	0.50	2,500	1.5	14
CASE6	0.53	2,650	1.6	15
CASE7	0.56	2,800	1.7	16
CASE8	0.59	2,950	1.8	17
CASE9	0.63	3,150	1.9	18
CASE10	0.67	3,350	2.0	19
CASE11	0.71	3,550	2.1	20
CASE12	0.77	3,850	2.3	22
CASE13	0.83	4,150	2.5	23
CASE14	0.91	4,550	2.7	25
CASE15	1.00	5,000	3.0	28
CASE16	2.00	10,000	6.0	56

(3) 解析ステップ

解析ステップは、STEP1：初期応力解析、STEP2：トンネル掘削の 2 ステップとした。

(4) 解析結果

CASE1～CASE16の塑性領域分布図およびS.L.位置における塑性幅を図2-49に示す。

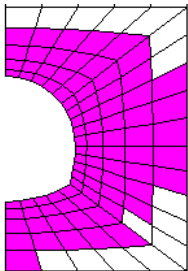
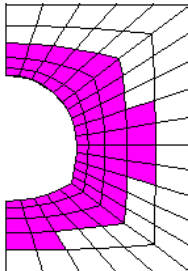
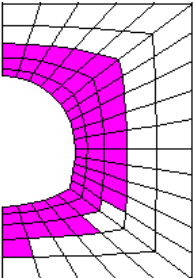
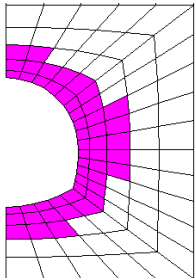
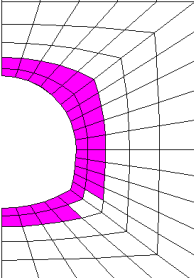
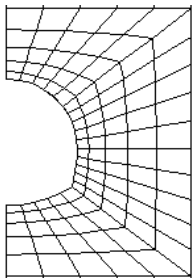
CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
収束せず	収束せず	収束せず	収束せず
CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
収束せず	収束せず	収束せず	収束せず
CASE9	CASE10	CASE11	CASE12
収束せず	収束せず	 <p>S. L. 塑性幅=4.0m</p>	 <p>S. L. 塑性幅=2.8m</p>
CASE13	CASE14	CASE15	CASE16
 <p>S. L. 塑性幅=1.8m</p>	 <p>S. L. 塑性幅=1.8m</p>	 <p>S. L. 塑性幅=1.0m</p>	 <p>S. L. 塑性幅=0.0m</p>



図2-49 FDM 塑性領域分布

CASE1～CASE16の主応力分布を図2-50に示す。

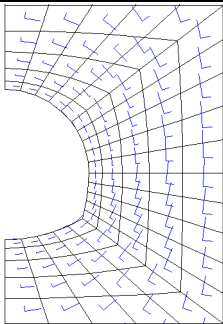
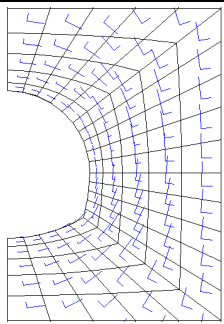
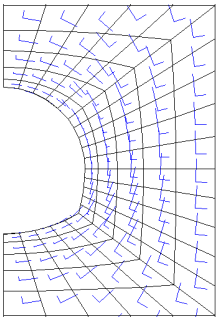
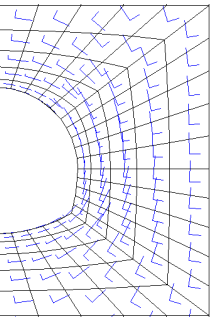
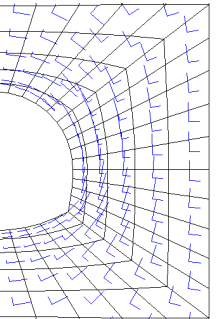
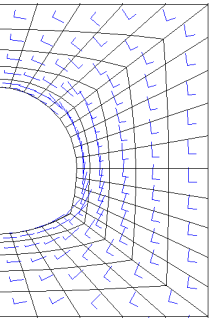
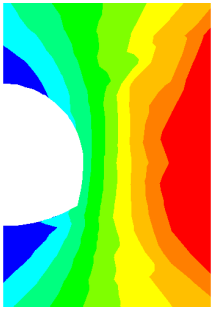
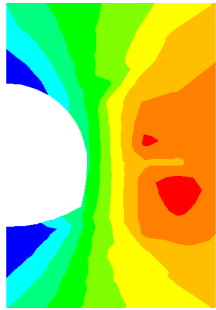
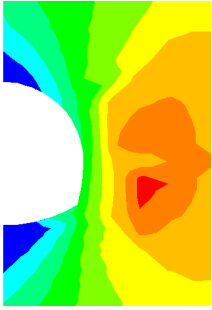
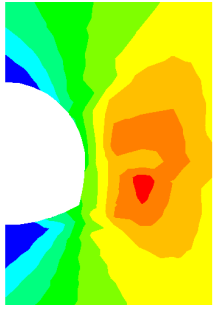
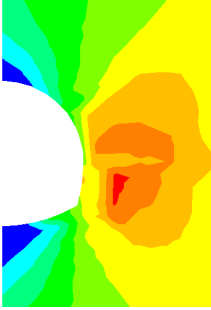
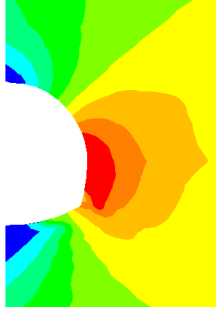
CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
収束せず	収束せず	収束せず	収束せず
CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
収束せず	収束せず	収束せず	収束せず
CASE9	CASE10	CASE11	CASE12
収束せず	収束せず		
CASE13	CASE14	CASE15	CASE16
			

図2-50 FDM主応力分布

CASE1～CASE16 の鉛直応力分布を図 2-51 に示す。

CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
収束せず	収束せず	収束せず	収束せず
CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
収束せず	収束せず	収束せず	収束せず
CASE9	CASE10	CASE11	CASE12
収束せず	収束せず		
CASE13	CASE14	CASE15	CASE16
			

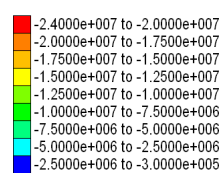


図 2-51 FDM 鉛直応力分布

(5) 考察

FDM 解析の結果、岩盤物性値が小さい CASE1～CASE10 においては計算が収束せずに解を得ることが出来なかった。従って、これらのケースでは FEM 解析は見かけ上収束しているだけで実際には収束していないことが判明した。FEM 解析と FDM 解析の塑性領域を比較してみると、分布に多少の違いはあるものの FEM 解析の CASE10 と FDM 解析の CASE11 の岩盤物性値で S.L. 位置の要素が全幅で塑性化している。このことから、FDM 解析で解が得られた条件では、FEM 解析も FDM 解析もほぼ同様の結果が得られるといえる。また、主応力分布においては、FDM 解析にて解が得られた CASE11～CASE16 の坑壁において一軸状態の地山アーチが形成されており、正常に解析が行われたと判断できる。

2. 3. 3 まとめ

FEM 解析および FDM 解析における「SL 位置および底面位置における鉛直荷重」を表 2-9 と表 2-10 に「ピラー(S.L.)位置の鉛直荷重/土被り相当荷重×100[%]と軟岩系岩盤データセット SR-C に対する物性値倍率との関係」を図 2-52 と図 2-53 に示す。

FEM 解析では、底面境界位置において、いずれの物性値においても土被り相当荷重が得られているものの、ピラー位置においては、全体が塑性化すると、土被り相当荷重よりも小さな荷重しか作用していない。しかしながら簡略化モデルでは、力の釣り合いから考えて、土被り相当荷重が作用しなければならない。つまり、FEM 解析ではピラー位置全体が塑性化すると塑性化した領域が負担できない応力を他の要素に再配分しようと試みる。しかし、その応力を受け持つ要素はなく、同じような状態で計算を繰り返す。その結果、応力や変位の変化が現れないことから、計算は収束して見かけ上解が得られる結果になると思われる。一方、FDM 解析においては、ピラー位置全体が塑性化した CASE11 を境にして計算が収束せずに解が得られない結果となっている。

以上の結果より、簡略化モデルによる FEM 解析結果では、ピラー全体が塑性化する様な場合は、適切な解となっていないと考えられる。塑性化していない要素が 1 つでもあれば適切な解析ができることになる。

この様なことから多連設坑道を設計する場合には、最終的に多連設坑道モデルでの設計チェックを行う必要がある。しかし多連設坑道モデルであっても左右の境界まで塑性領域が広がった場合には簡略化モデルと同じことが起こるため、全体が塑性領域にならないように両サイドに前節で示した 3W~5W (W は坑道群幅) の十分な領域を確保する必要があると考えられる。

表 2-9 FEM における S L 位置および底面位置における鉛直荷重

物性値倍率	0.10	0.20	0.25	0.33	0.50	0.53	0.56	0.59	0.63	0.67	0.71	0.77	0.83	0.91	1.00	2.00
SL位置における塑性幅[m]	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	2.8	1.8	1.8	1.0	1.0	0.0
SL位置における鉛直力[kN]	52,146	57,072	58,787	61,841	67,766	68,554	69,272	69,504	70,314	70,611	70,688	70,824	70,906	70,973	71,046	71,140
SL位置における鉛直力[kN] ／土被り相当荷重[kN]×100	73	80	82	86	95	96	97	97	98	99	99	99	99	99	99	99
底面位置における鉛直荷重 [kN]	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952	73,952
底面位置における鉛直力[kN] ／土被り相当荷重[kN]×100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

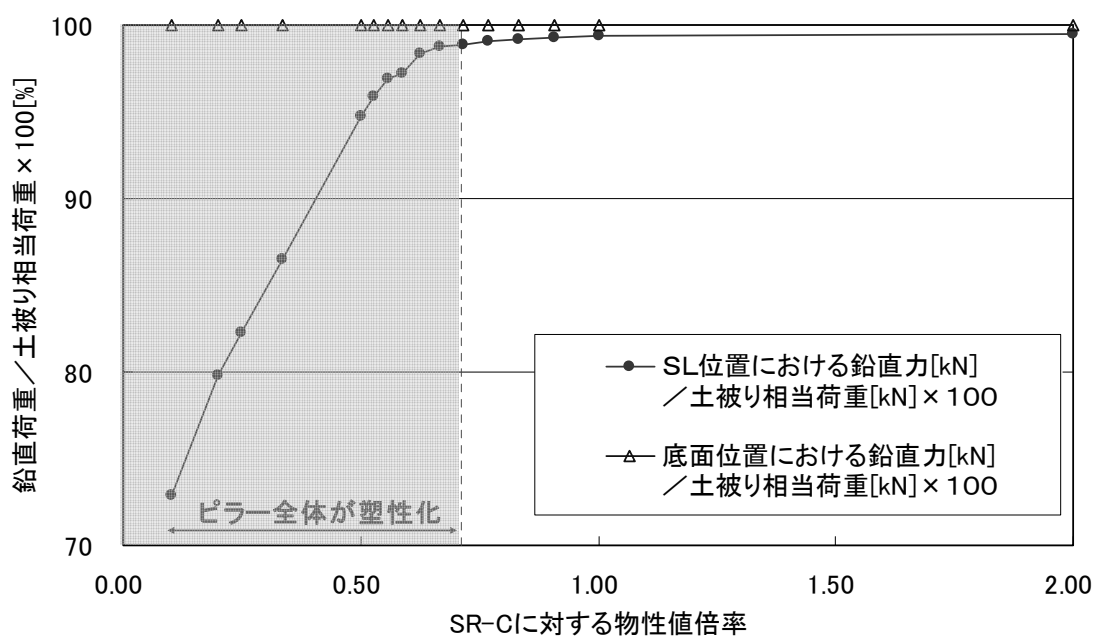


図 2-52 FEM における鉛直荷重／土被り相当荷重×100[%]と SR-C に対する物性値倍率との関係

表 2-10 FDM における S L 位置および底面位置における鉛直荷重

物性値倍率	0.10	0.20	0.25	0.33	0.50	0.53	0.56	0.59	0.63	0.67	0.71	0.77	0.83	0.91	1.00	2.00
SL位置における塑性幅[m]	解が発散して収束しない。										4.0	2.8	1.8	1.8	1.0	0.0
SL位置における鉛直力[kN]											70,556	70,424	70,636	70,520	70,540	70,580
SL位置における鉛直力[kN] ／土被り相当荷重[kN] × 100											99	98	99	99	99	99
底面位置における鉛直荷重 [kN]											73,190	73,190	73,450	73,190	73,320	73,320
底面位置における鉛直力[kN] ／土被り相当荷重[kN] × 100											99	99	99	99	99	99

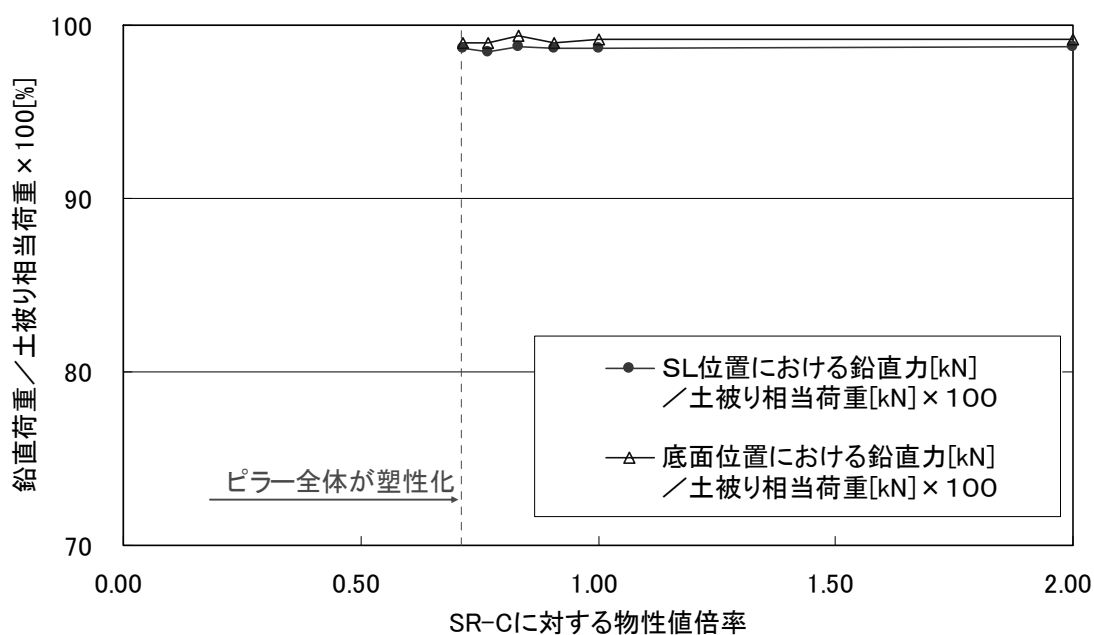


図 2-53 FDM における鉛直荷重／土被り相当荷重 × 100 [%] と SR-C に対する物性値倍率との関係

3. 坑道の安定性評価手法に関する検討

3. 1 はじめに

平成 19 年度の成果²⁾より、岩盤物性値の大きさによっては、隣接坑道と塑性領域が干渉しあう現象が見られた。これは SR-C の物性値を大きく低減させているのが原因であるが、岩盤物性値の不均質性を考えると施工段階において想定していた物性値を下回る地山に遭遇する可能性もあると考えられる。この場合、塑性領域の広がり抑制のために、何らかの対応策が必要となることが想定される。

3. 2 支保工および補助工法を施す事による塑性領域の抑制効果について

坑道掘削段階において岩盤の破壊領域を最小限に抑える対応策としてまず考えられるのは、支保工の効果である。一般的に NATM (New Austrian Tunneling Method) における支保工部材としては、鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトがある。FEM 解析では、地山を連続体でモデル化しているため、不連続面等の緩み領域におけるロックボルトの支保工効果を十分に表現できないと考えられている⁸⁾。従って、FEM 解析では、ロックボルトはあえてモデル化せずに、工学的判断に基づきロックボルトの設計を行うのが一般的となっている。そこで、ここでは鋼製支保工および吹付けコンクリートによる塑性領域の抑制効果について解析的検討を行った。

次に考えられる対応策は、ピラー岩盤の力学的特性の改良による効果である。トンネル掘削時における補助工法としては、先受け工・鏡面の補強・脚部の補強・地山改良等が挙げられる。めがねトンネルの施工実績では、後進坑掘削時の先進坑への影響防止や中間地山の崩落防止を目的として、中間地山を薬液注入して地山改良を行っている(図 3-1)。これは、めがねトンネル特有の補助工法であり、この考え方は多連設坑道にも適用できると考えられる。しかし、処分坑道での薬液注入による地山改良は、長期安定性や性能評価にも影響する可能性があるが、ここでは中間地山の力学的な改良効果が塑性領域の抑制効果に与える影響について検討する。

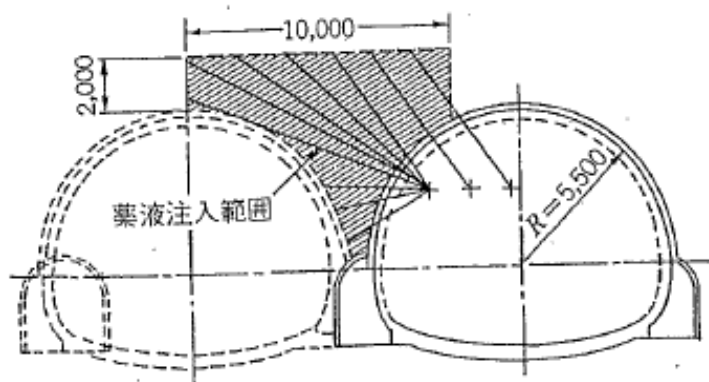


図 3-1 中間地山補強工の施工例

3. 2. 1 支保工の効果

地山の塑性領域の拡がりを抑制する方法については、支保工の断面積や弾性係数を大きくすることにより、支保工の剛性を高める方法が考えられる。ただし、支保工断面積による剛性の増加は掘削断面積や支保工量の増加につながり、掘削効率の低下および高コスト化を招くと考えられる。また、地山が負担する応力については、支保工設置時期などに依存すると考えられており、2次元FEM解析においては、その負担割合を応力解放率で設定することになる。

一般的には、切羽において地山掘削時に40%、支保工設置時に60%の応力解放率を設定する⁹⁾。また、第2次取りまとめ¹⁰⁾においては、横置き方式の処分坑道では支保工設置位置で地山掘削時に90%、支保工設置時に10%の応力解放率を設定しており、その他の坑道については、同じく支保工設置位置で地山掘削時に65%、支保工設置時に35%の応力解放率を設定している。これらの応力解放率の設定根拠については、文献10)に示されており、掘進長/掘削径と掘削解放率特性曲線により説明されている。

いずれにせよ、応力解放率の設定については、掘削方法や支保工設置時期および支保工材料によっても左右されると考えられ、今後の技術発展を考えると現状では確定できるものではない。そこで、ここでは、表3-1に示す11ケースの応力解放率により解析を行い塑性領域の検討を行った。なお、参考のため支保工無しのケースについてもCASE0として実施した。また、FEM解析には前田建設工業(株)のFEM2⁴⁾を用いた。

表 3-1 応力開放率を変化させた解析ケース

CASE0	支保工無し	CASE6	掘削時 50%, 支保工設置時 50%
CASE1	掘削時 100%, 支保工設置時 0%	CASE7	掘削時 40%, 支保工設置時 60%
CASE2	掘削時 90%, 支保工設置時 10%	CASE8	掘削時 30%, 支保工設置時 70%
CASE3	掘削時 80%, 支保工設置時 20%	CASE9	掘削時 20%, 支保工設置時 80%
CASE4	掘削時 70%, 支保工設置時 30%	CASE10	掘削時 10%, 支保工設置時 90%
CASE5	掘削時 60%, 支保工設置時 40%	CASE11	掘削時 0%, 支保工設置時 100%

土被りは $h=500\text{m}$ として、岩盤物性値は表3-2の様に設定した。また、支保工の物性値は表3-3の様に設定し、吹付けコンクリートの弾性係数については、普通コンクリートの場合と高強度コンクリートの場合を想定した2ケースについて解析を実施した。なお、坑道数は図3-2に示すように10本として、左から順番に掘削を行い、掘削ピッチは1.0mとして解析を行った。

表 3-2 岩盤物性値

岩盤データセット	SR-E を基本として設定した。
ヤング係数 E	1,500 [MPa]
ポアソン比 ν	0.30
密度 ρ	1.70 [Mgm ⁻³]
粘着力 C	1.0 [MPa]
内部摩擦角 ϕ	25 [deg]
引張強度 σ_t	0.7 [MPa]
側圧係数 K_0	1.07 (164/h+0.74, h=500m)

表 3-3 支保工物性値

鋼製支保工 (H200,SS400)	弾性係数 E=210,000 [MPa]
	断面積 A=6.35×10 ⁻³ [m ²]
吹付けコンクリート (t=500)	弾性係数 E=4,000 [MPa] (普通コンクリートの場合を想定)
	弾性係数 E=6,000 [MPa] (高強度コンクリートの場合を想定)
	断面積 A=0.5 [m ²]

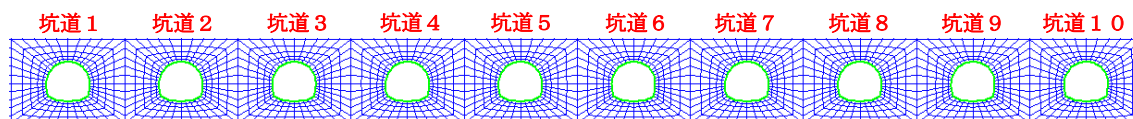


図 3-2 10本の多連設坑道モデル

(1) 解析結果

塑性領域の抑制効果については、坑道群中心 SL 位置 (図 3-3) の塑性幅に着目して評価を行った。また、支保工に作用する軸力については、坑道 5 右の SL 位置に着目して評価を行った。なお、支保工に作用する軸力とは、鋼製支保工に作用する軸力と吹付けコンクリートに作用する軸力を足し合わせたものである。

図 3-4, 図 3-5 に最終ステップである坑道 10 支保工設置時の塑性領域図をまとめたものを示す。表 3-6, 図 3-6 には支保工による塑性領域抑制効果を示す。また、各ケースのステップ毎の塑性領域図をまとめたものを付録の図 1~図-23 に示す。検討の結果、支保工設置時の応力解放率が大きくなるに従って、塑性領域は小さくなる。また、高強度吹付けコンクリートを想定したケースにおいては、支保工設置時の応力解放率が 70%~100%において、効果が現れている。一方、塑性領域が小さくなるに従って支保工に作用する軸力が大きくなっている。

以上より、塑性領域を小さくするためには早期に支保工を設置し、地山で負担する応力を極力小さくすることが効果的である。しかし、逆に支保工は大きな応力を負担することになる。

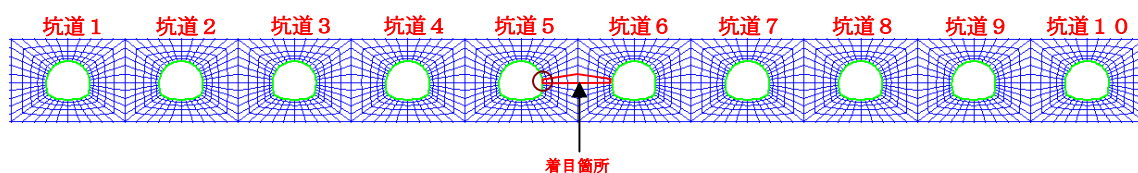
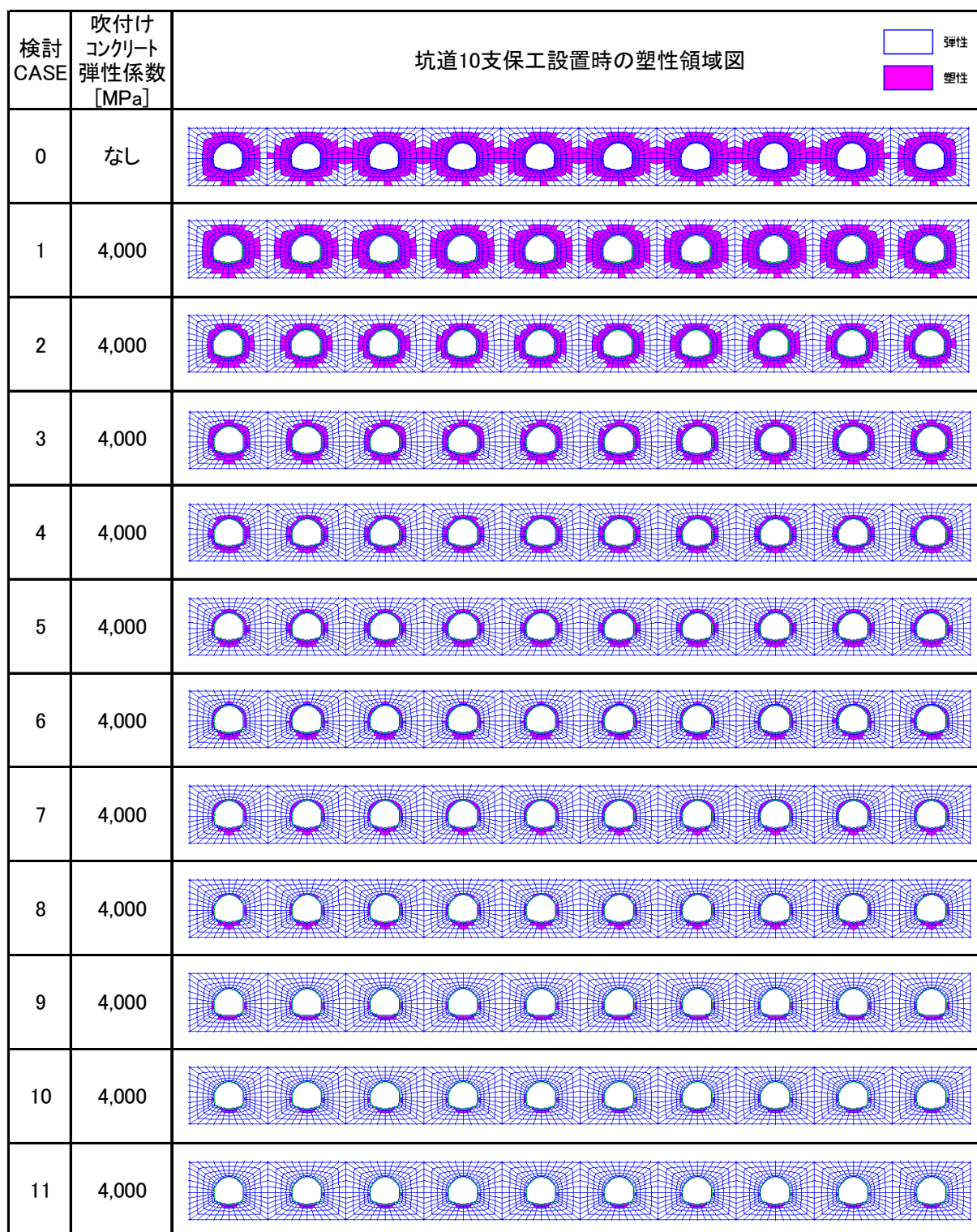
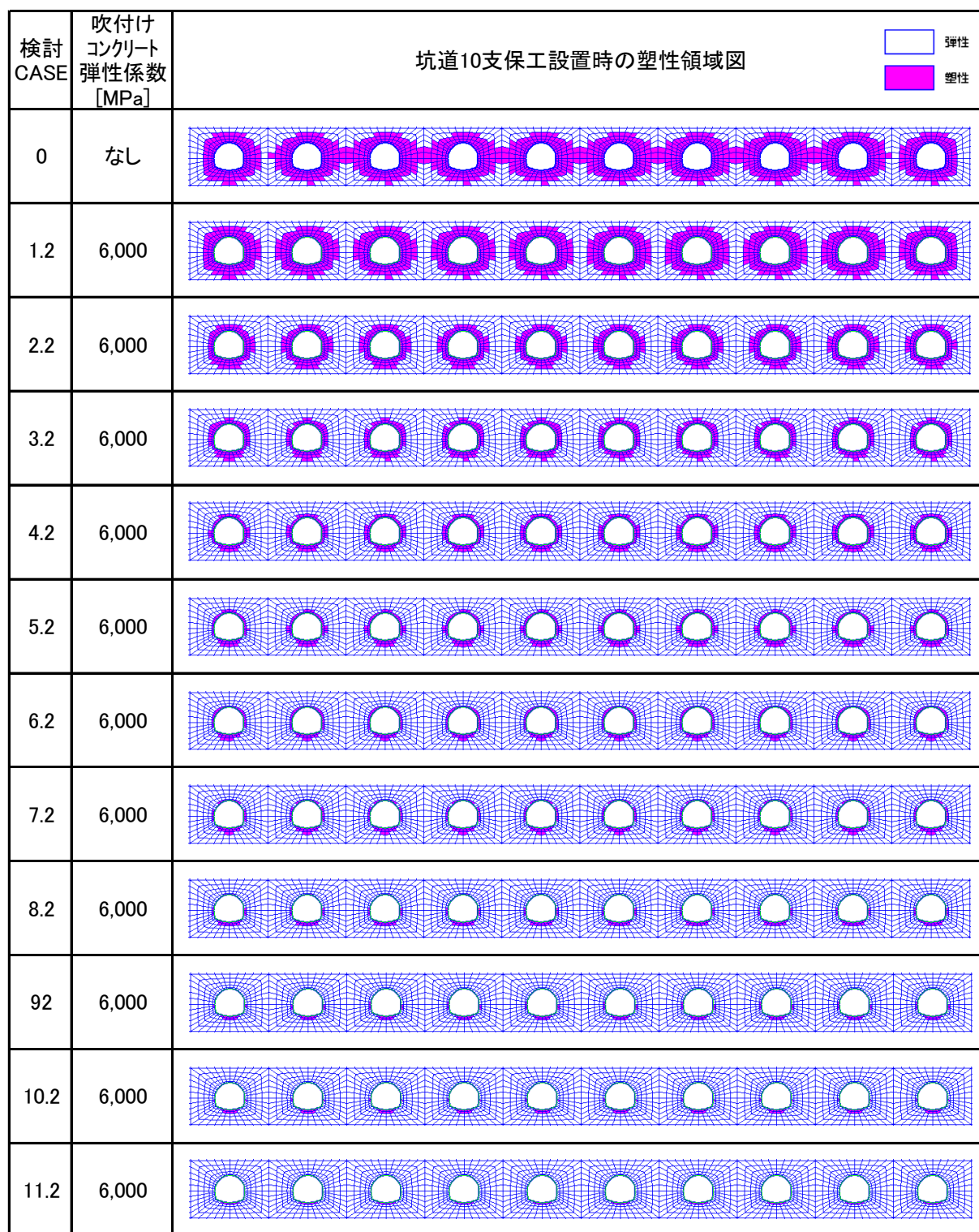


図 3-3 着目箇所



※ 検討 CASE0 は支保工が無いいため坑道 10 掘削時の塑性領域図を示した。

図 3-4 坑道 10 支保工設置時の塑性領域図 (弾性係数 4,000 [MPa])



※ 検討 CASE0 は支保工が無いいため坑道 10 掘削時の塑性領域図を示した。

図 3-5 坑道 10 支保工設置時の塑性領域図 (弾性係数 6,000 [MPa])

表 3-6 解析結果まとめ（支保工の効果）

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
掘削時の応力解放率(%)	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0
支保工設置時の応力解放率(%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
鋼製支保工+吹付コンクリート (E=4,000N/mm ²)の塑性幅[m]	5.6	3.6	2.0	2.0	2.0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.4	0.0
各CASEの塑性幅/CASE1の塑性幅×100[%]	100	64	36	36	36	14	14	14	14	7	0
支保工に作用する軸力[kN]	3358	4211	5527	6275	7045	7599	8222	8860	9575	10371	11297
鋼製支保工+吹付コンクリート (E=6,000N/mm ²)の塑性幅[m]	5.6	3.6	2.0	2.0	2.0	0.8	0.8	0.8	0.4	0.0	0.0
各CASEの塑性幅/CASE1の塑性幅×100[%]	100	64	36	36	36	14	14	14	7	0	0
支保工に作用する軸力[kN]	3536	4372	5737	6544	7435	8083	8768	9532	10416	11447	12513

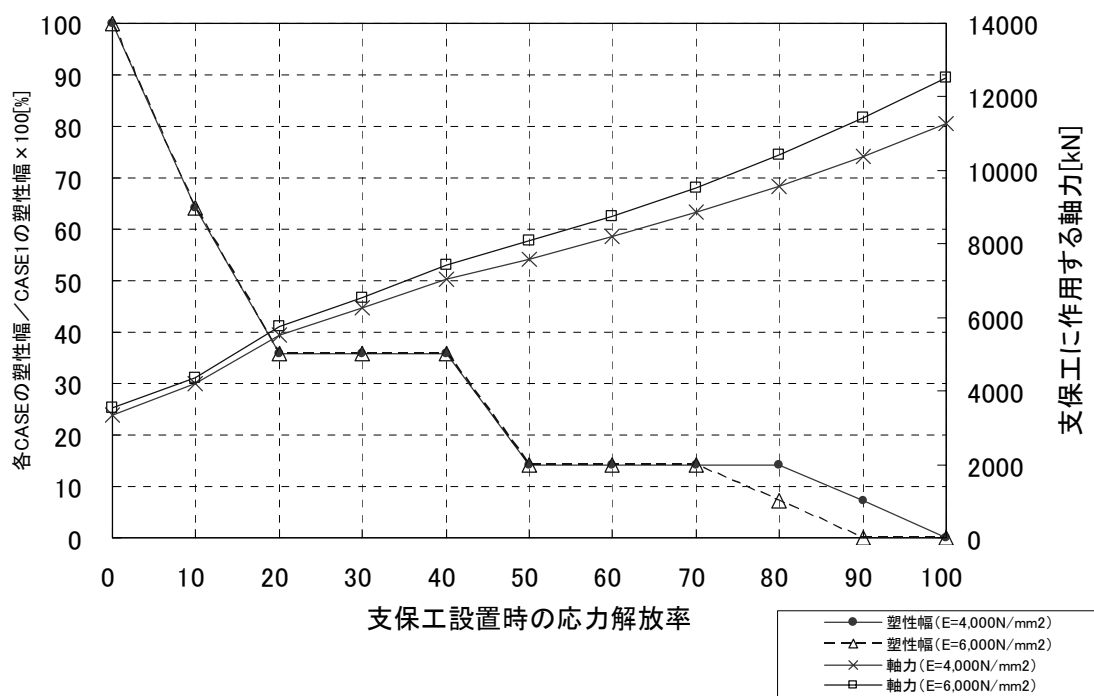


図 3-6 解析結果まとめ（支保工の効果）

3. 2. 2 補助工法の効果（地山改良効果）

先に述べたように、めがねトンネルでは、後進坑掘削時の先進坑への影響防止や中間地山の崩落防止を目的として、中間地山を薬液注入で改良している。この考え方を多連設坑道にも応用して、薬液注入による中間地山改良の塑性領域抑制効果について検討する。岩盤物性値は前節の表 3-2 と同様とし、掘削の影響が顕著に現れるように無支保にて解析を行った。解析ステップを図 3-7 に示す。黄色で着色した領域を改良範囲とした。改良効果としては、粘着力 C のみの改良効果を期待して、表 3-7 に示す 6 ケースにおいて解析を行った。堆積岩の場合には改良しても内部摩擦角 ϕ の改良効果に比べ粘着力 C の改良効果の方が卓越しているため、粘着力 C に改良効果を反映することとした。なお、FEM 解析には前田建設工業(株)の FEM2⁴⁾を用いた。

表 3-7 地山改良効果の解析ケース

解析ケース	粘着力 C [MPa]
CASE0	1.0
CASE1	2.0
CASE2	3.0
CASE3	4.0
CASE4	5.0
CASE5	6.0

※CASE0 は地山粘着力が 1.0 [MPa] のため実際には改良なしのケースを意味する。

ステップ		ステップ図
		<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px; background-color: white;"></div> 無改良 <div style="border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px; background-color: yellow;"></div> 改良 </div>
0	モデル図	<div style="display: flex; justify-content: space-around; font-size: small;"> 坑道 1 坑道 2 坑道 3 坑道 4 坑道 5 坑道 6 坑道 7 坑道 8 坑道 9 坑道 10 </div>
1	初期応力解析	
2	坑道 1 掘削	
3	坑道 1-2 間地山改良	
4	坑道 2 掘削	
5	坑道 2-3 間地山改良	
6	坑道 3 掘削	
7	坑道 3-4 間地山改良	
8	坑道 4 掘削	
9	坑道 4-5 間地山改良	
10	坑道 5 掘削	

図 3-7 地山改良効果の解析ステップ (1/2)

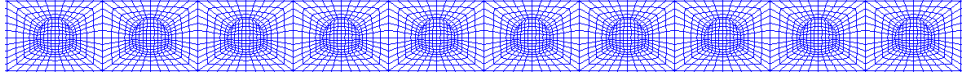
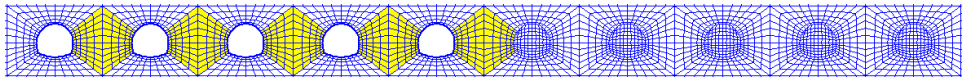
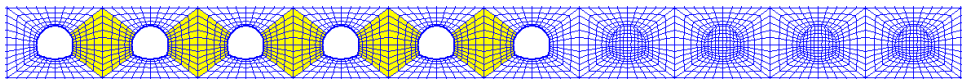
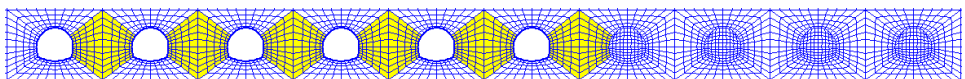
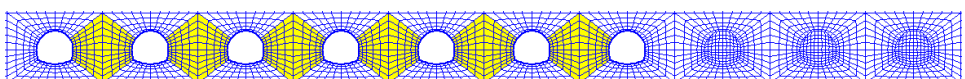
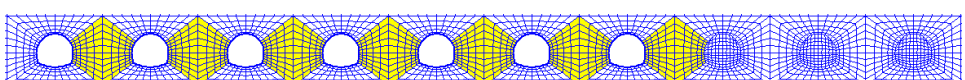
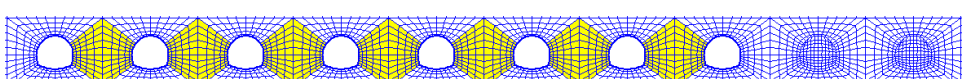
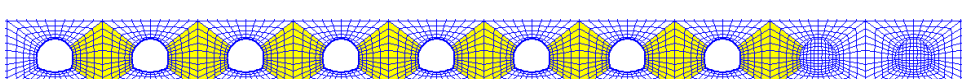
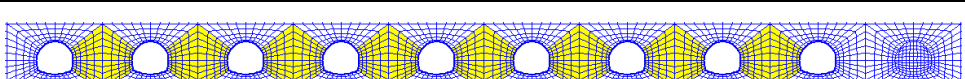
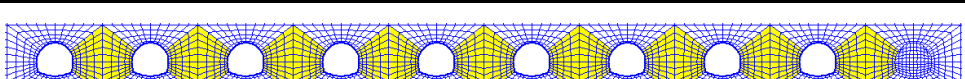
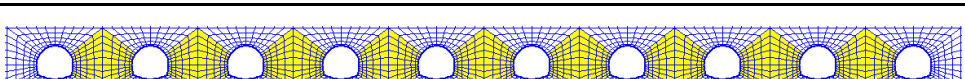
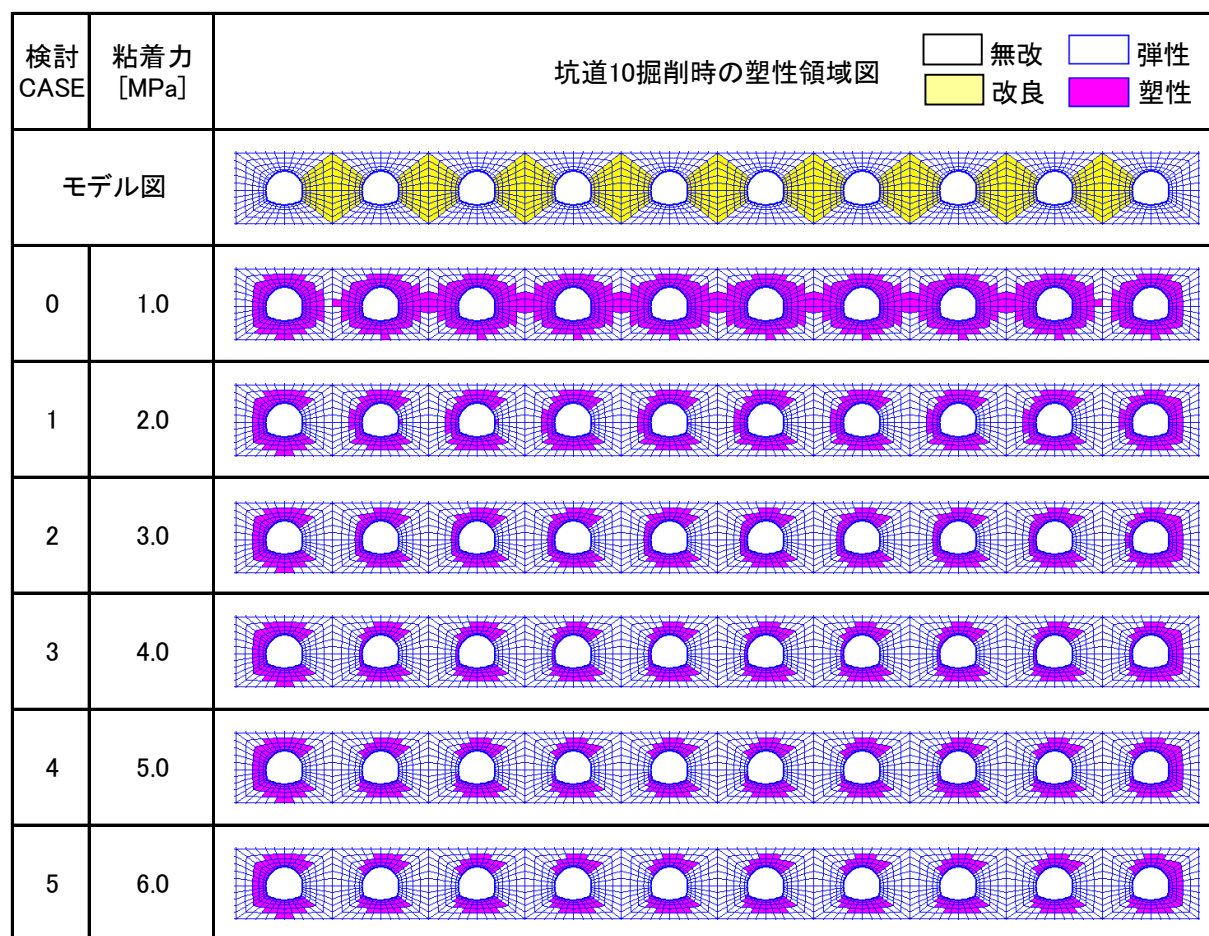
ステップ		ステップ図
		<div style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; border: 1px solid black; background-color: white; margin-right: 5px;"></div> 無改良 <div style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; border: 1px solid black; background-color: yellow; margin-right: 5px; vertical-align: middle;"></div> 改良
0	モデル図	<div style="display: flex; justify-content: space-around; font-size: small;"> 坑道1坑道2坑道3坑道4坑道5坑道6坑道7坑道8坑道9坑道10 </div> 
11	坑道5-6間地山改良	
12	坑道6掘削	
13	坑道6-7間地山改良	
14	坑道7掘削	
15	坑道7-8間地山改良	
16	坑道8掘削	
17	坑道8-9間地山改良	
18	坑道9掘削	
19	坑道9-10間地山改良	
20	坑道10掘削	

図 3-7 地山改良効果の解析ステップ (2/2)

(1) 解析結果

図 3-8 に最終ステップである坑道 10 掘削時の塑性領域図をまとめたものを示す。各ケースのステップ毎の塑性領域図をまとめたものを付録の図 24~29 に示す。また、表 3-8 と図 3-9 に地盤改良による塑性領域抑制効果を改良前塑性幅に対する改良後塑性幅の比で示す。地盤改良体の粘着力を上げるに従って、塑性領域は減少する。特に、1.0[MPa]を 2.0[MPa]にするところでの効果が大きい。すなわち、少しの改良でも大きな効果が期待できる。



※CASE0 は地山粘着力が 1.0[MPa]のため実際には改良なしのケースを意味する。

図 3-8 坑道 10 掘削時の塑性領域図 (地山改良)

表 3-8 地山改良による塑性効果のまとめ表

CASE	0	1	2	3	4	5
粘着力[MPa]	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
塑性幅[m]	8.0	1.8	1.0	0.4	0.0	0.0
改良後塑性幅/改良前塑性幅×100[%]	100	23	13	5	0	0

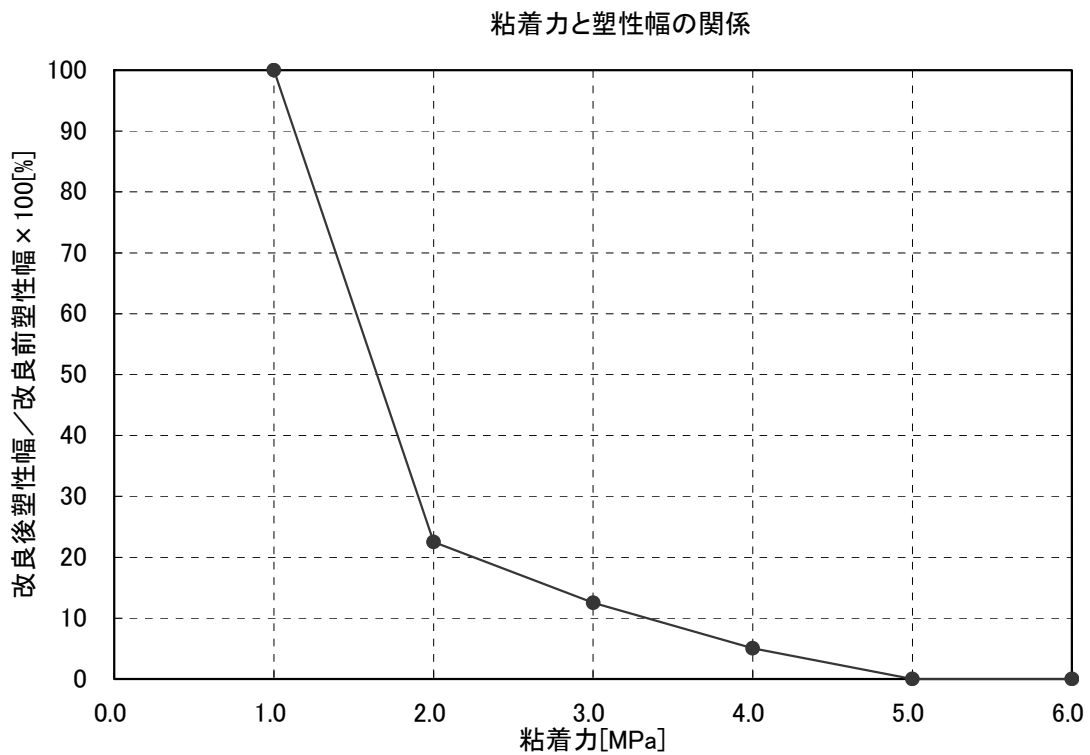


図 3-9 地山改良による塑性領域抑制効果のまとめ図

3. 2. 3 まとめ

3.2.1 で支保工効果, 3.2.2 で地山改良効果の検討を行った。その結果, 支保工効果は地山応力解放率が70~100%で認められるが, その反面, 支保工に作用する軸力は大きくなっている。地山改良効果の方は, 地盤改良体の粘着力を上げるに従い塑性領域は減少している。特に, 地山自体の粘着力1.0[MPa]を2.0[MPa]にするところでの改良効果が高い。従って, 塑性領域を押さえるためには, 出来るだけ早い時期に支保工を設置すること, 中間地山を少し改良することで対応できることがわかった。しかし, 中間地山改良に用いる薬液の材料については, 処分場の閉鎖後においても残置されるため, 地下水への溶出特性や地質環境へ与える影響など長期的な性状を十分に把握し, バリアシステムの性能へ有意な影響を与えないことを確認する必要がある。

4. おわりに

本検討では、地層処分施設における多連設坑道の設計手法の詳細化・実用化を計ることを目的に「FEM 弾塑性解析手法の信頼性向上に関する検討」として「多連設坑道モデルでの適切な解析領域の設定」と「簡略化モデルにおけるピラー全幅が塑性化した場合の FEM 弾塑性解析の留意点」について検討した。また、「坑道の安定性向上に関する検討」として「支保工及び補助工法による塑性領域抑制効果」についても検討した。

第 2 章では、一処分パネル規模の坑道群をモデル化した「多連設坑道モデル」を対象に適切な解析領域の範囲について検討した。その結果、詳細化に際して留意すべき事項として、FEM 解析における多連設坑道モデルの解析領域は、側方領域が $3W \sim 5W$ (W は坑道群幅)、底面領域が $3W \sim 4W$ が適切であることがわかった。

また、簡略化モデルにおけるピラー全幅が塑性化した場合の FEM 弾塑性解析の留意点については、FEM 弾塑性解析と FDM 弾塑性解析を比較することで FEM 弾塑性解析を実施する上での留意点を明らかにした。すなわち、FEM 弾塑性解析にてピラー全幅が塑性化した場合には解析結果は求められるが、その結果は間違っただけであるため、ピラー全幅が塑性化することが無いように坑道間隔を取る必要があると考えられる。

この二つの結果から FEM 解析においては、多連設モデル、簡略化モデルを問わず全体が塑性化するようなモデルではなく、充分余裕のある解析領域を確保したモデルでの解析が重要であるといえる。

第 3 章では、坑道掘削段階において塑性領域の広がりを抑える方法として支保工効果と中間地山改良効果について検討した。その結果、合理化に対しては、支保工効果は、支保工の設置時期、剛性により塑性領域抑制効果が異なることを確認した。また、中間地山の力学特性改良を目的とした補助工法は、塑性領域の抑制効果が大きいことを確認した。

今後の課題としては、以下に示すことが挙げられる。

- ・ 坑道掘削順序の影響に関する解析的検討
- ・ 作業中の岩盤の時間依存性挙動（クリープ挙動）を考慮した解析的検討
- ・ 結晶岩における多連設モデルの適用性検討

最終的には、今までの検討と残された課題を取りまとめて、多連設坑道の設計手法を体系化し、設計フローにまとめ、多連設坑道設計マニュアルのようなものになりたいと考えている。

参考文献

- 1) 核燃料サイクル開発機構：“わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性
－地層処分研究開発第2次取りまとめ－ 分冊2 地層処分の工学技術”，JNC TN1400 99-022，
(1999) .
- 2) 平本正行，小林保之，中間茂雄，水谷和彦，森田篤：“地層処分施設における多連設坑道の設計
手法に関する検討”，JAEA-Research 2008-001，(2008) .
- 3) 土木学会：“山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務”（トンネルライブラリー16），
(2006) .
- 4) 前田建設工業（株）：“FEM23マニュアル”
- 5) ジェオフロンテ研究会：“山岳トンネルにおける三次元解析の現状と課題”，新技術相互活用分
科会 三次元解析 WG，p. 4，(2006) .
- 6) 地層科学研究所：“2D- σ （2次元応力解析ソフトウェア）” <http://www.geolab.jp/index.html>，
(accessed 2009-05-07) .
- 7) HClasca 社：“FLAC3D（3次元有限差分法解析プログラム）”，
<http://www.engineering-eye.com/FLAC/outline.html>，(accessed 2009-04-14) .
- 8) 鹿島出版会：“改訂版 トンネル/土地造成/景観設計”（土木設計の要点⑤），鹿島建設 土木設計
本部 編，p. 40-41，(1998) .
- 9) 日本道路公団：“試験研究所技術資料第358号 トンネル数値解析マニュアル”，(1998) .
- 10) 黒木繁盛，谷口航，小尾繁，長谷川宏，杉野弘幸，窪田茂，出羽克之：“地下空洞の力学的安
定性評価”，JNC TN8400 99-037，(1999) .

付録

付録 1 支保工効果

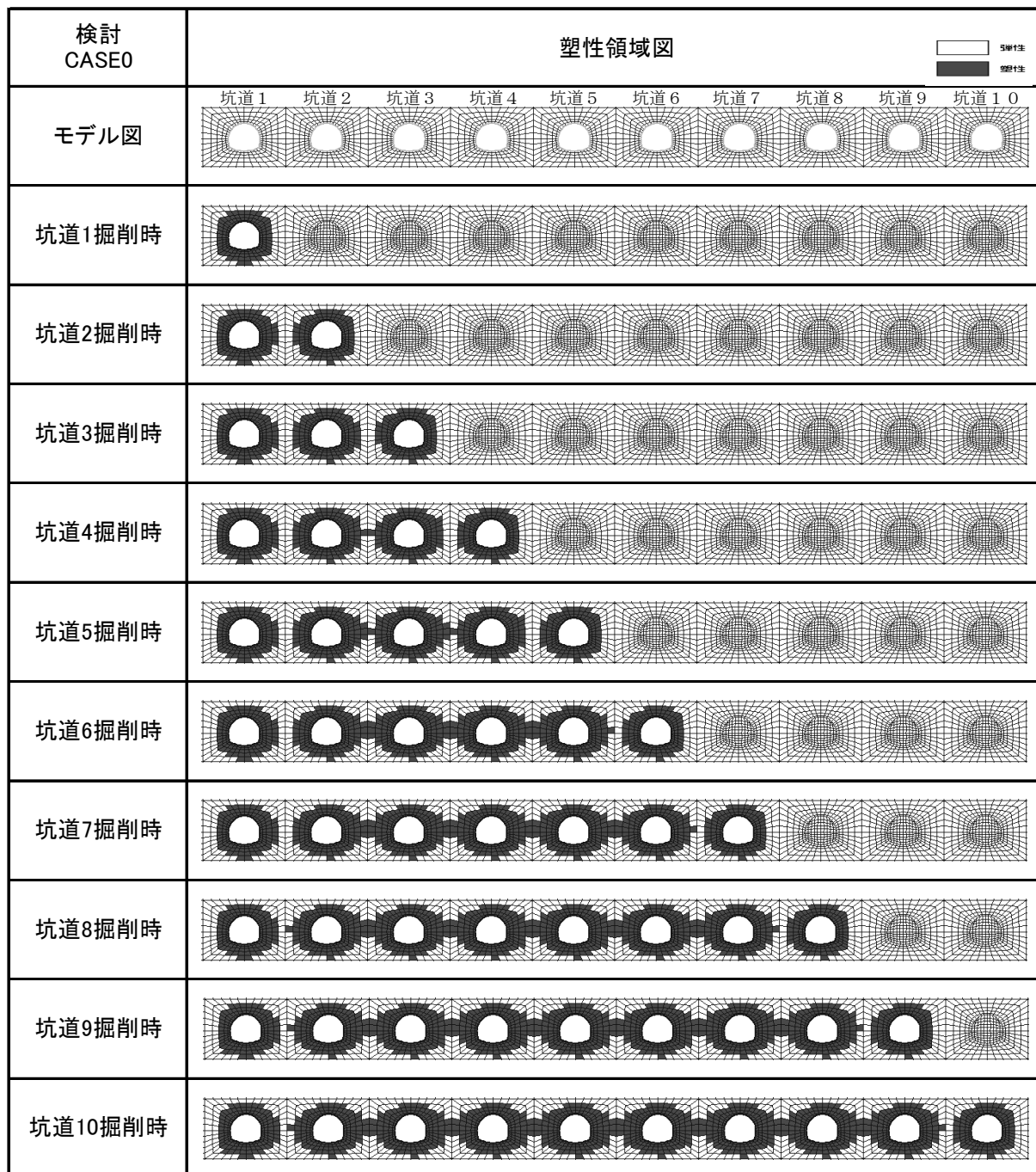


図 1 CASE0 : 支保工無しの場合の各ステップ塑性領域図

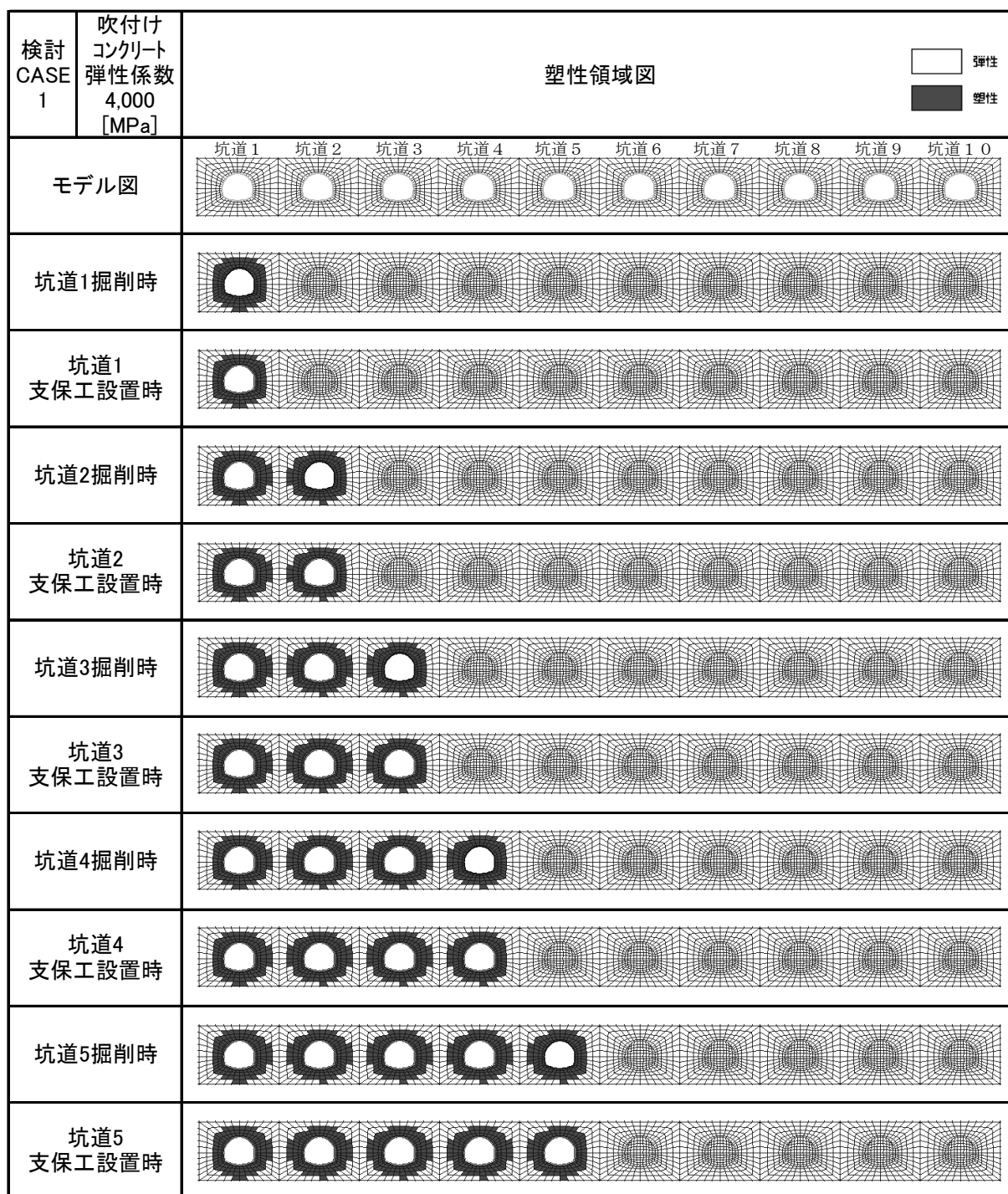


図2 CASE1 の場合の各ステップ塑性領域図（弾性係数 4,000[MPa]）1/2

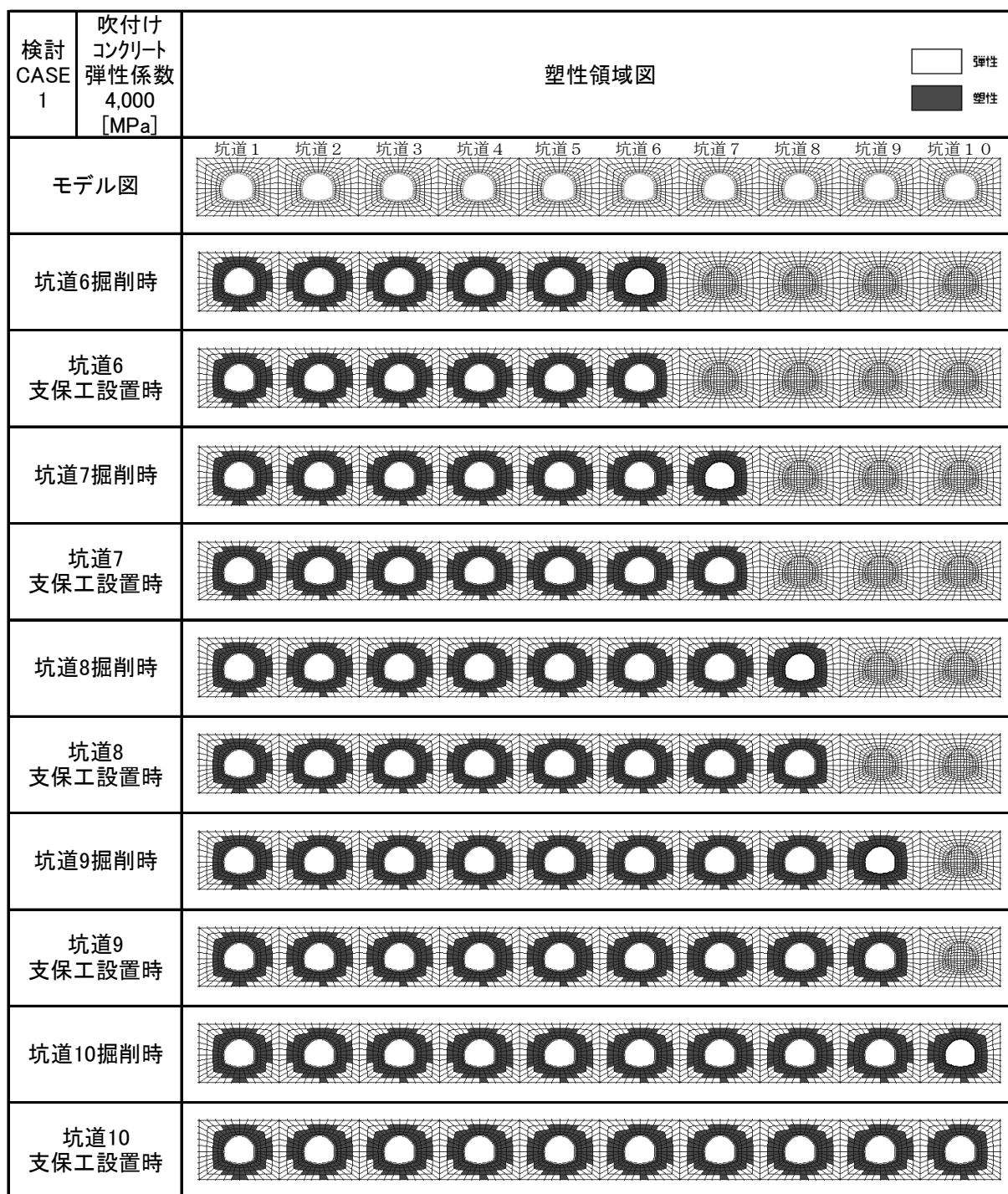


図2 CASE1 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 2/2

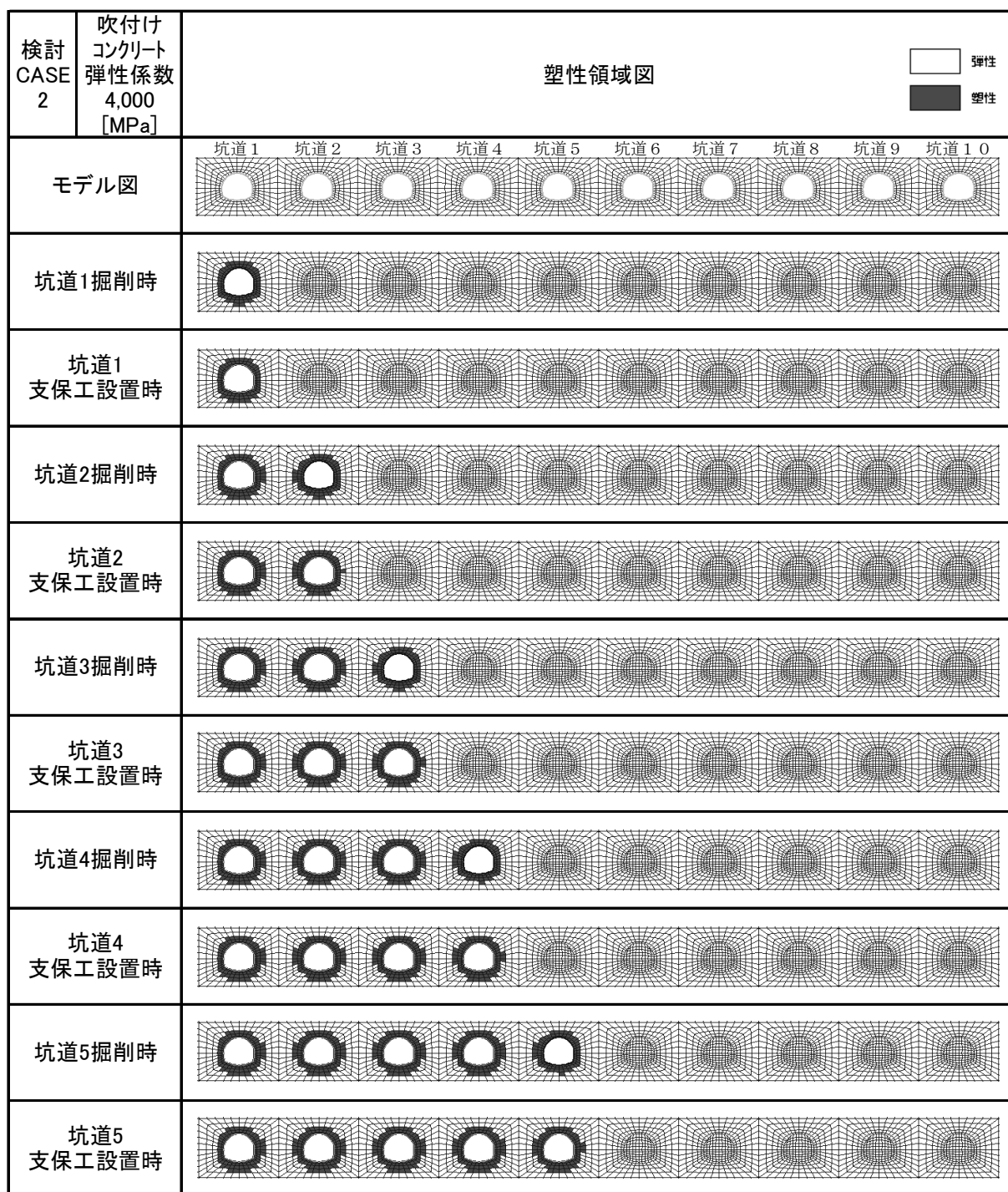


図3 CASE2 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 1/2

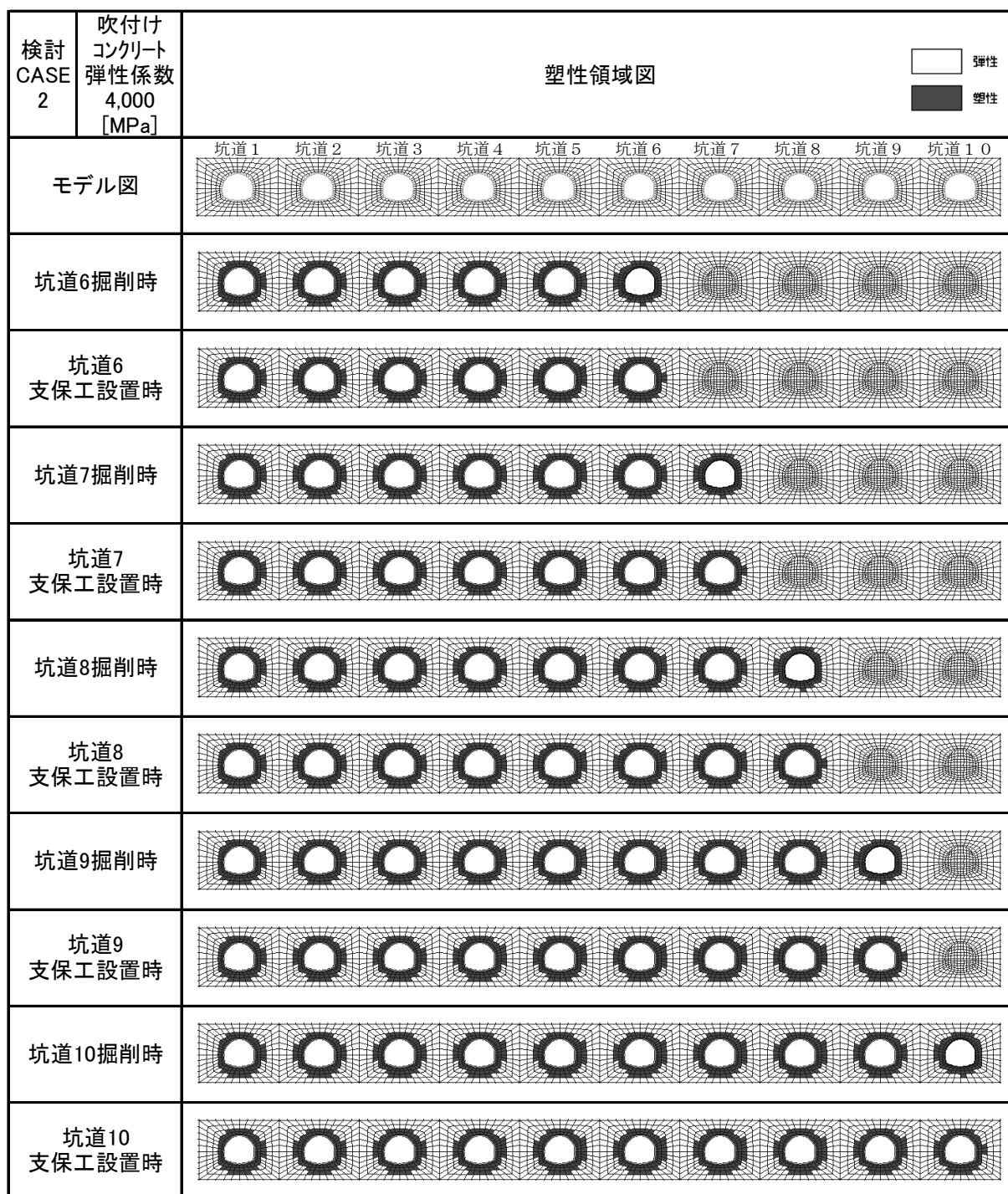


図3 CASE2 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 2/2

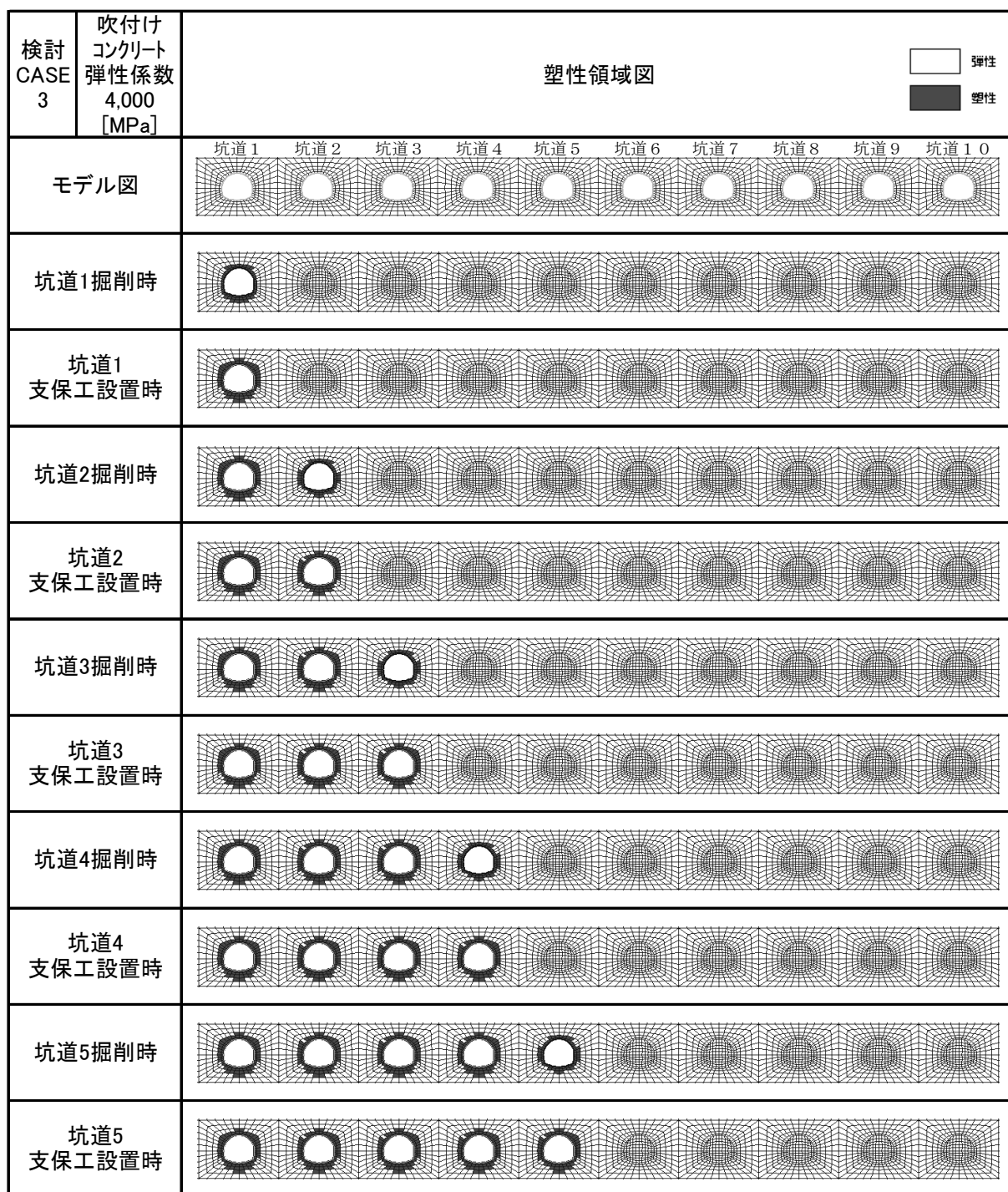


図4 CASE3 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 1/2

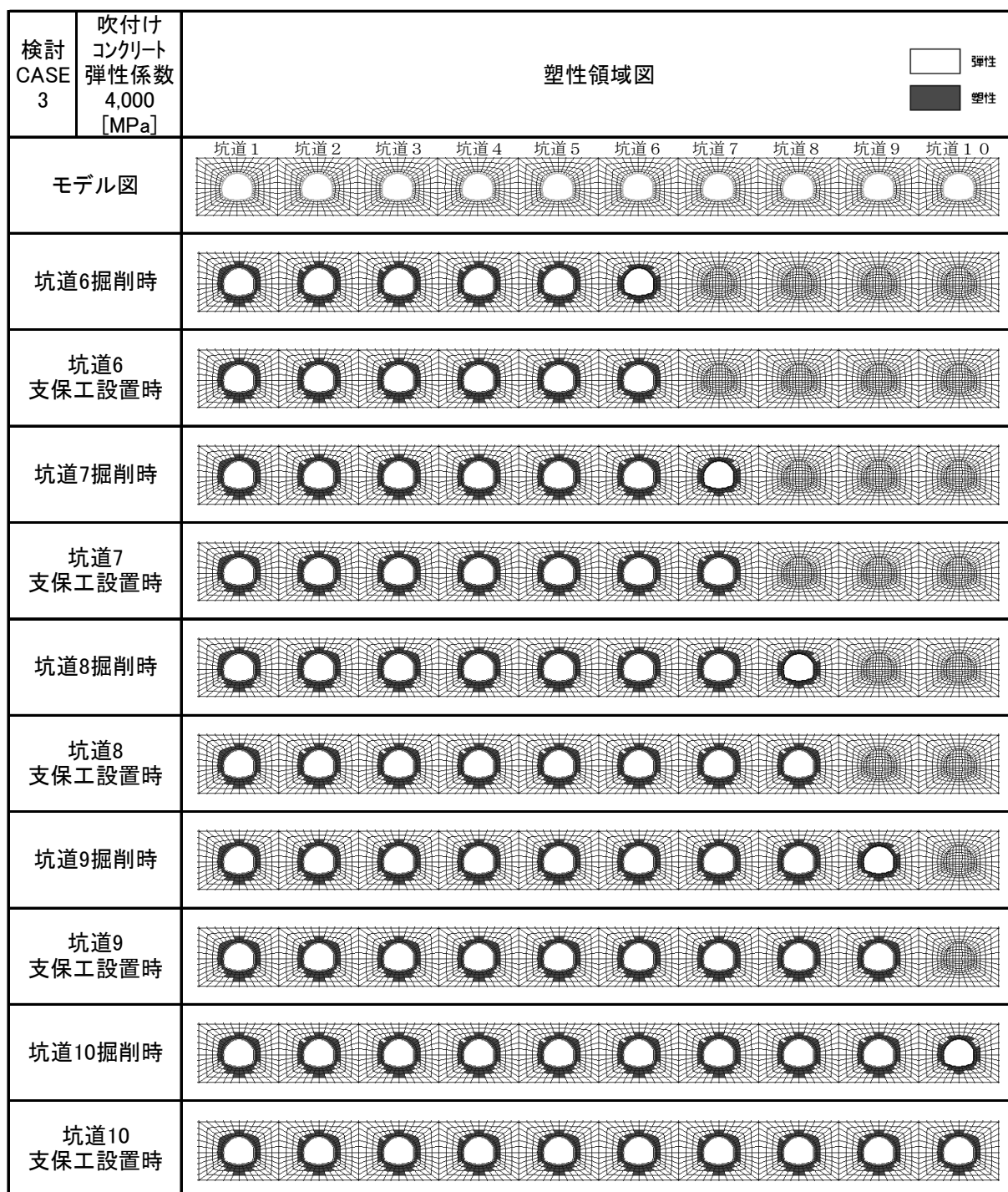


図4 CASE3 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 2/2

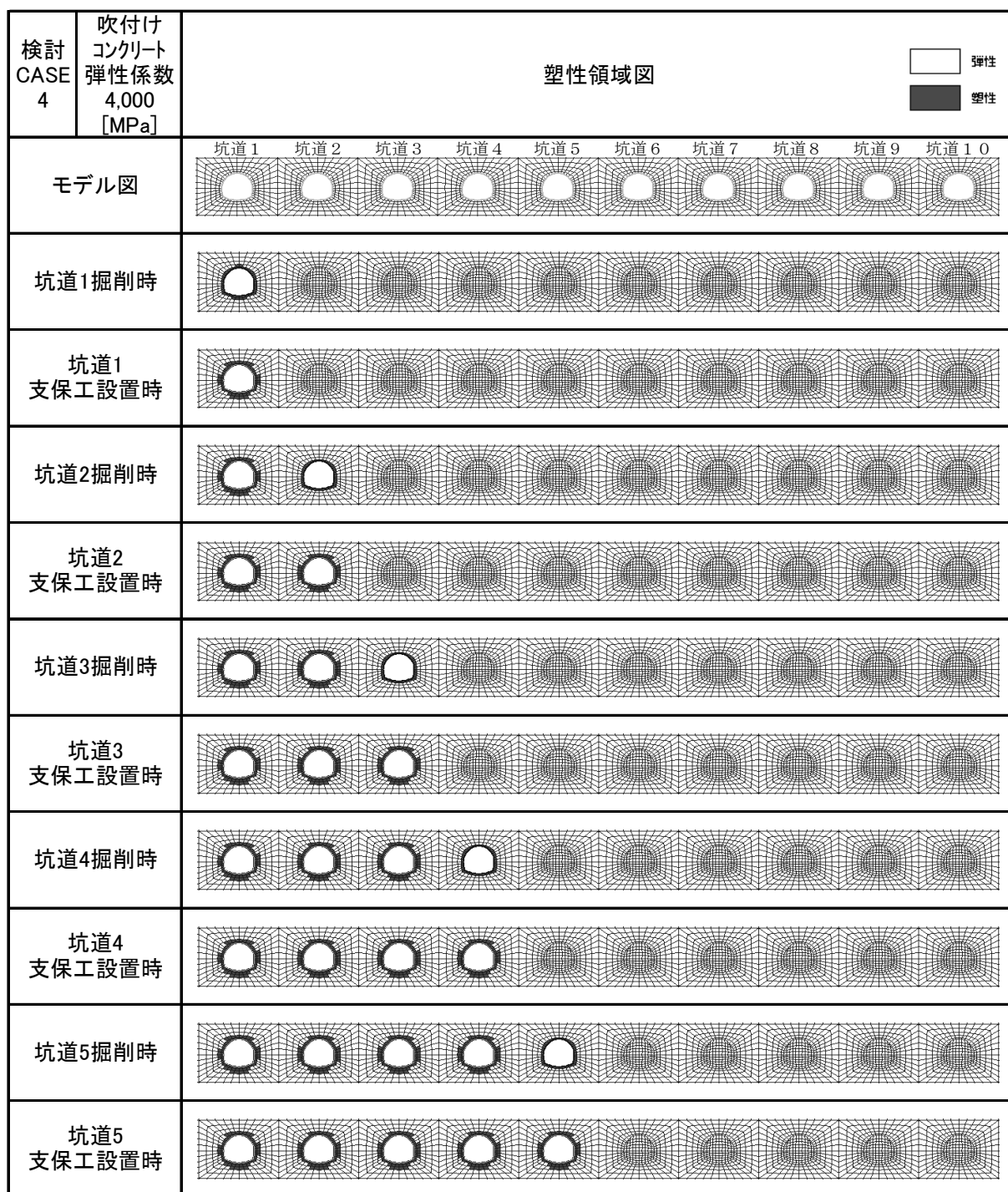


図5 CASE4 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 1/2

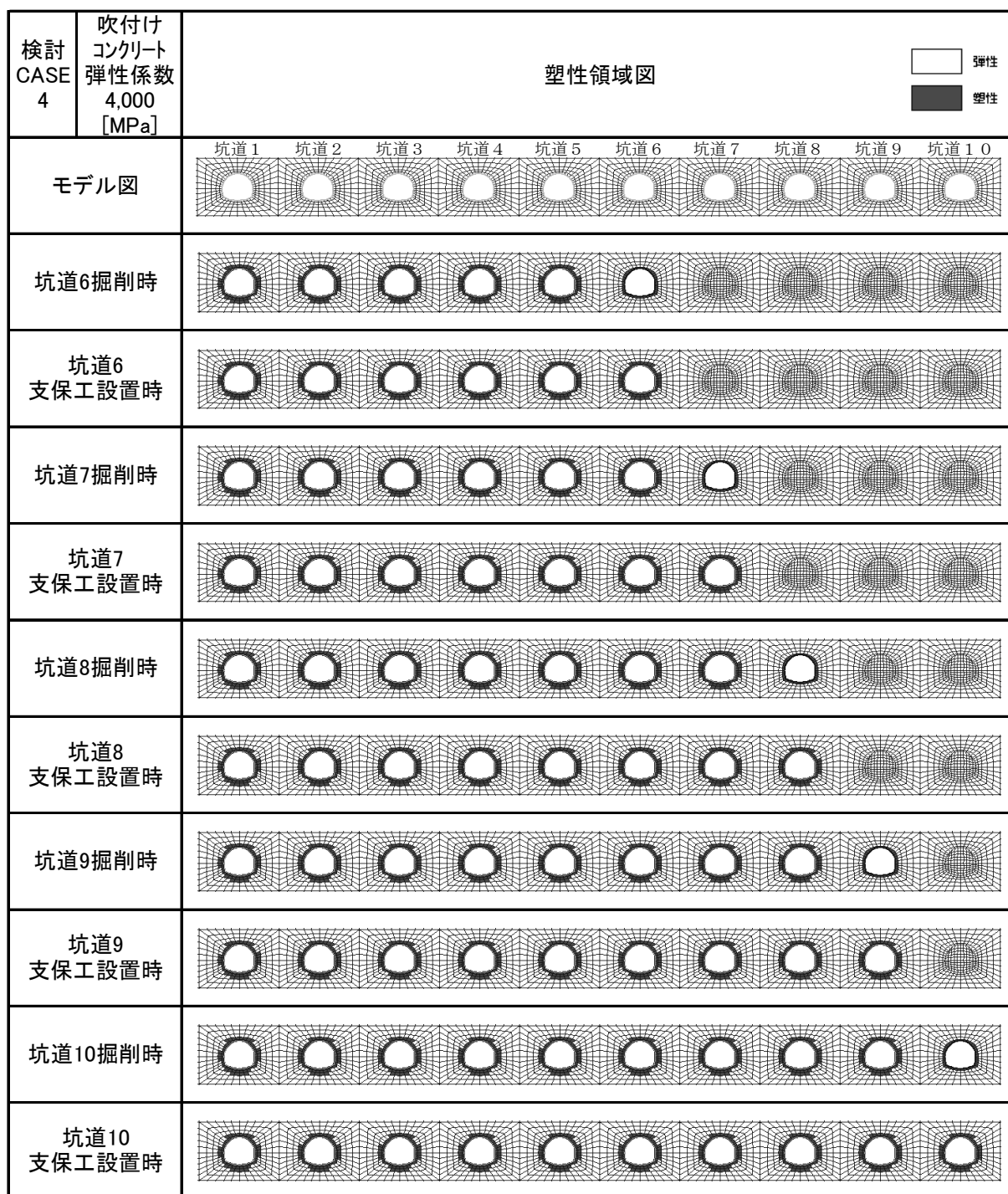


図5 CASE4 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 2/2

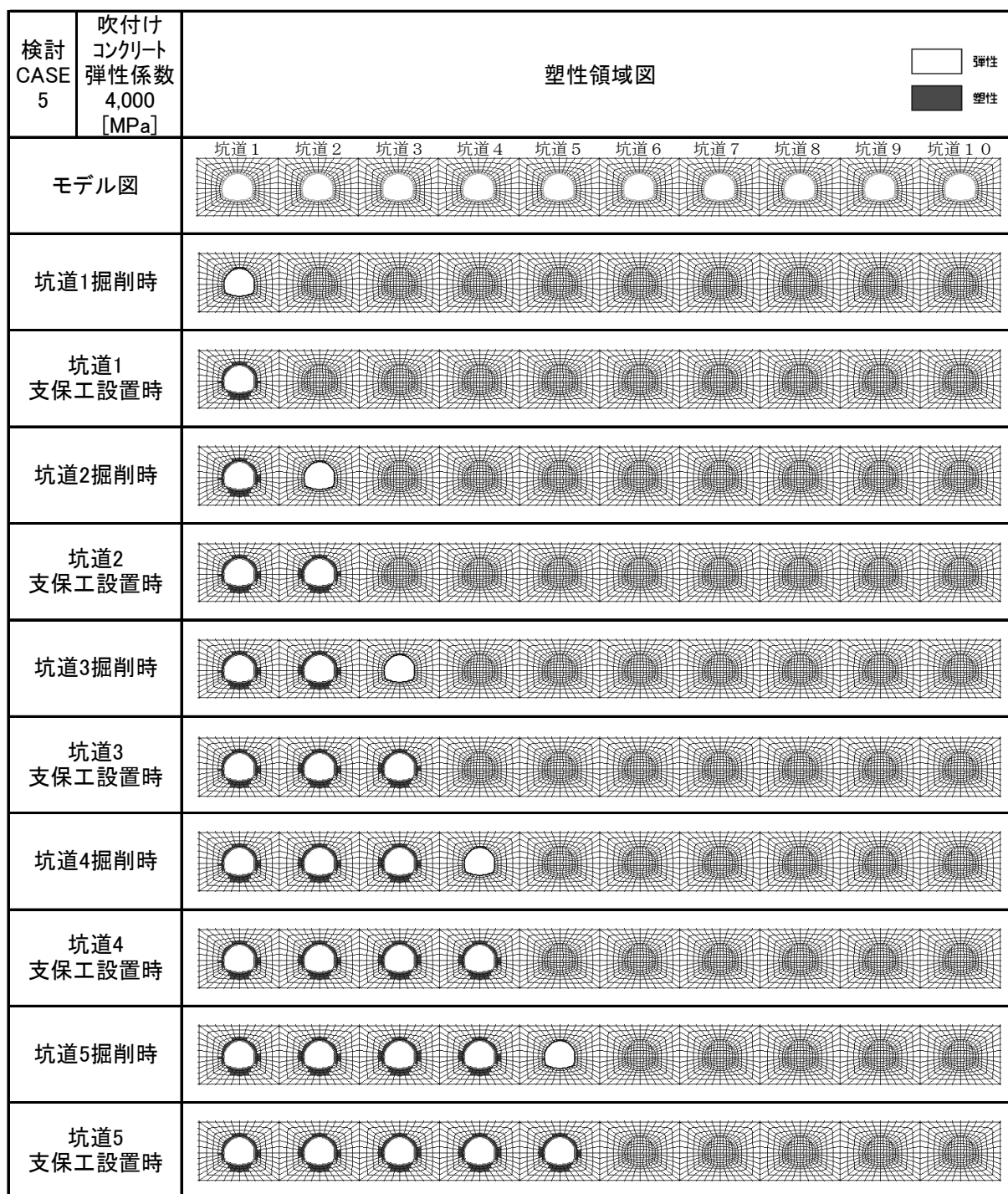


図6 CASE5 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 1/2

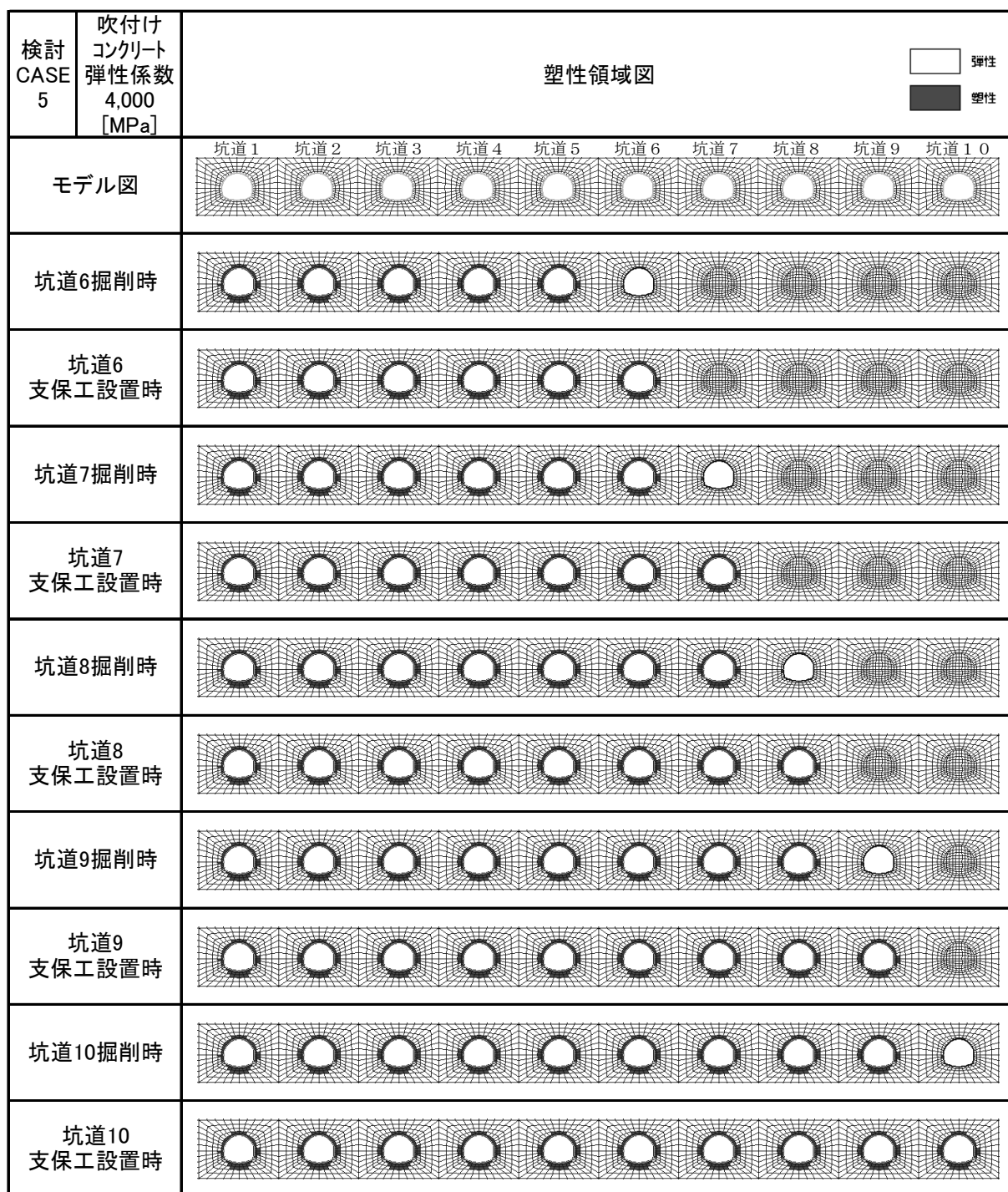


図 6 CASE5 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 2/2

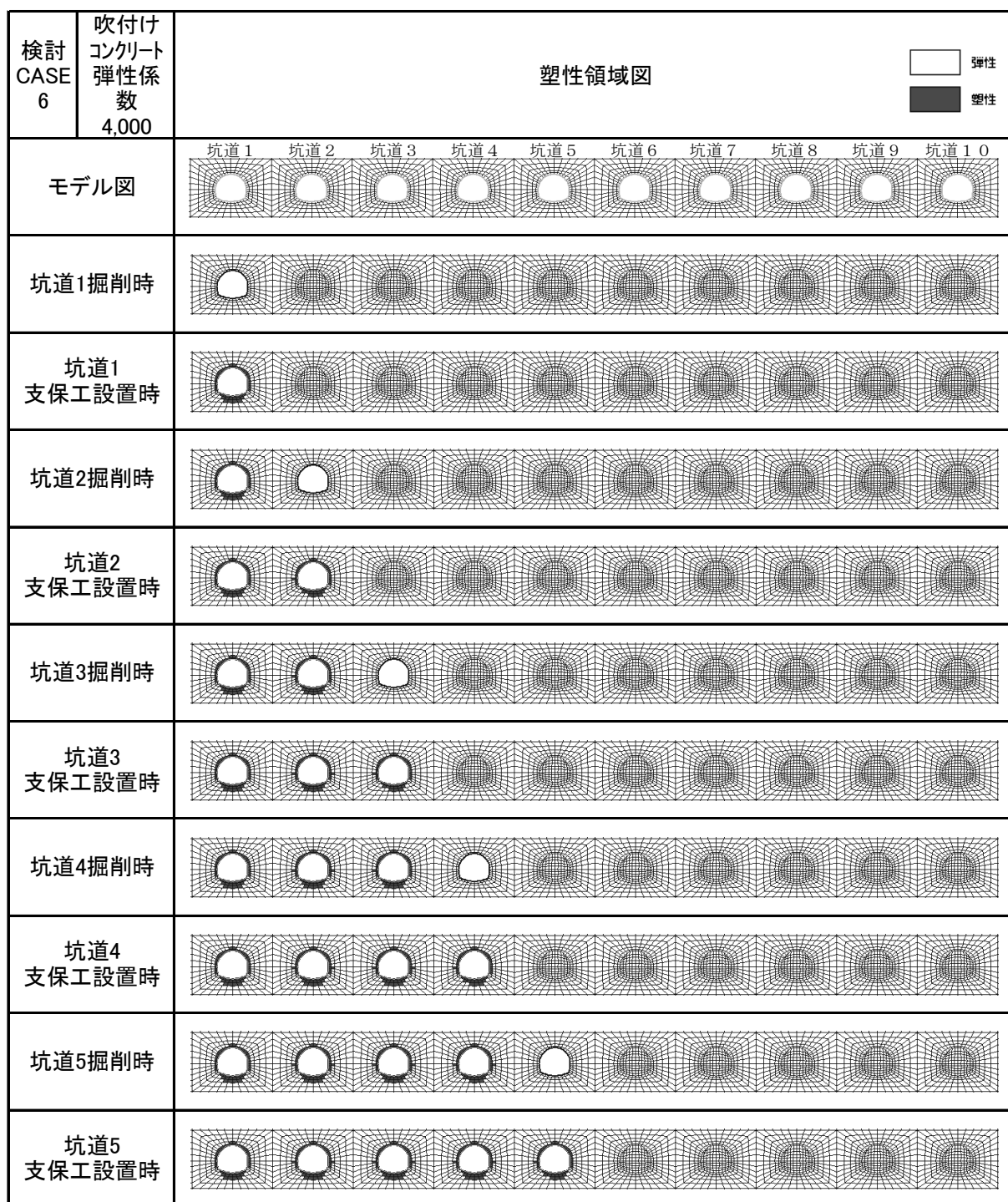


図7 CASE6 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 1/2

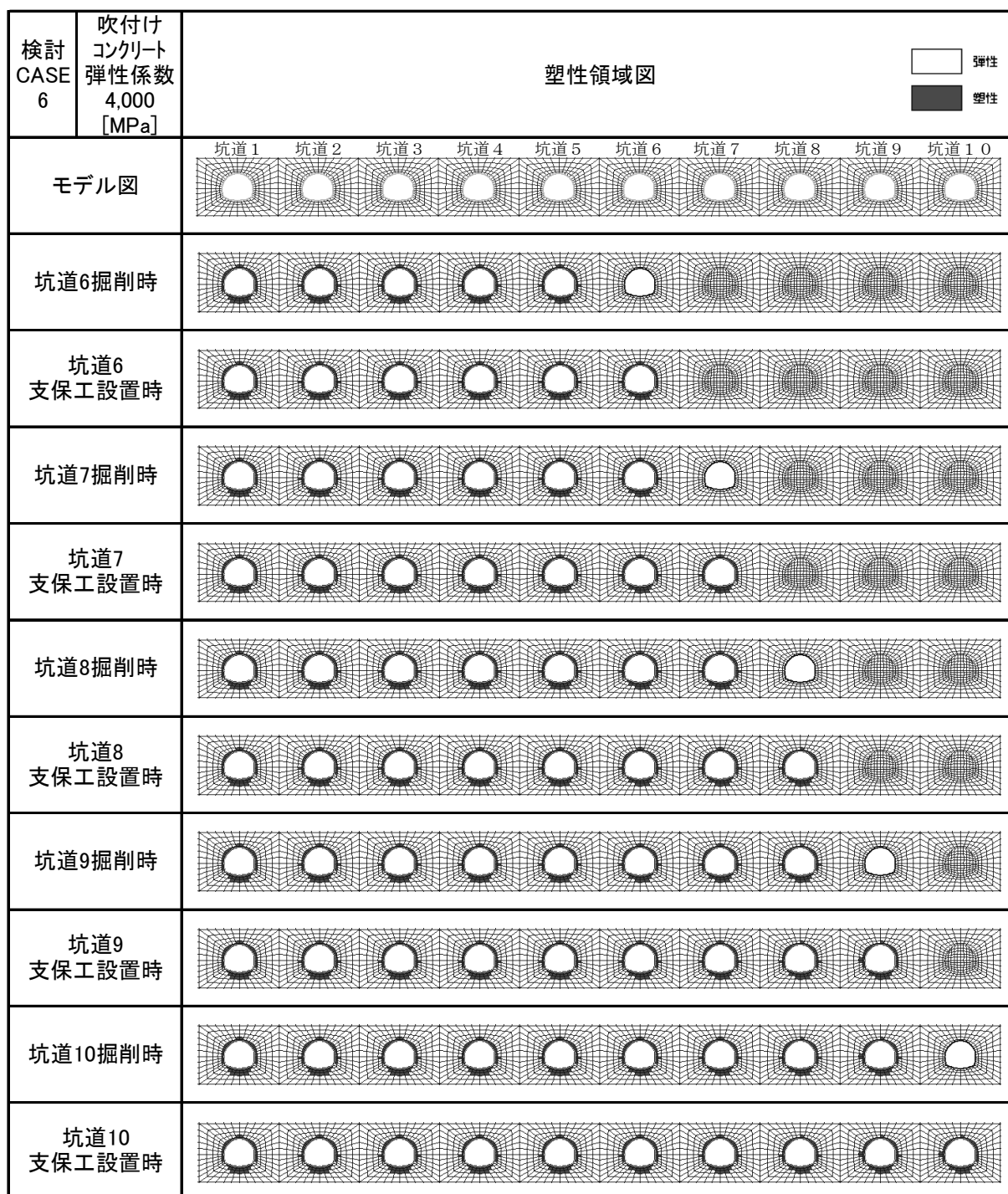


図7 CASE6 の場合の各ステップ塑性領域図（弾性係数 4,000[MPa]） 2/2

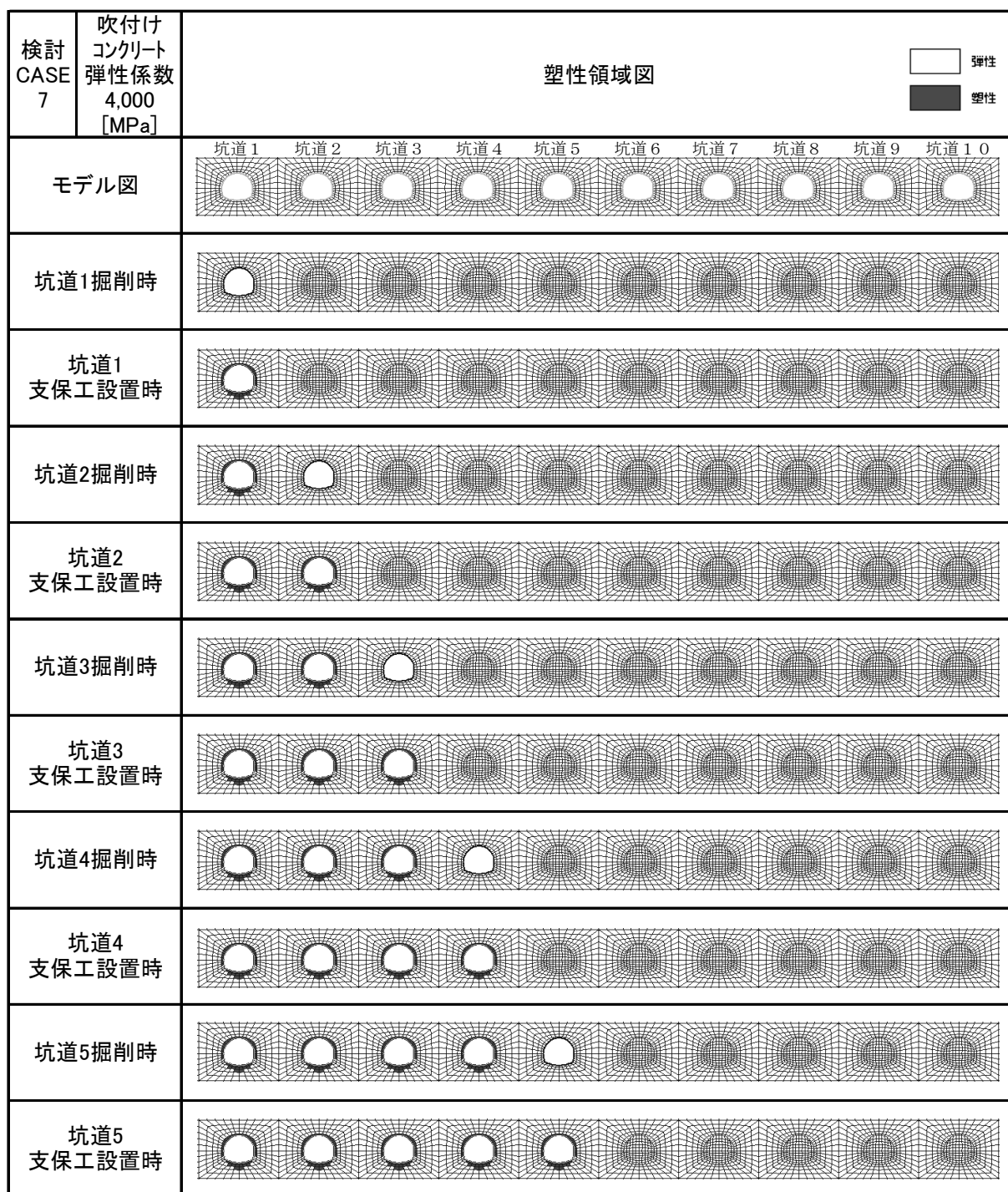


図8 CASE7の場合の各ステップ塑性領域図（弾性係数4,000[MPa]）1/2

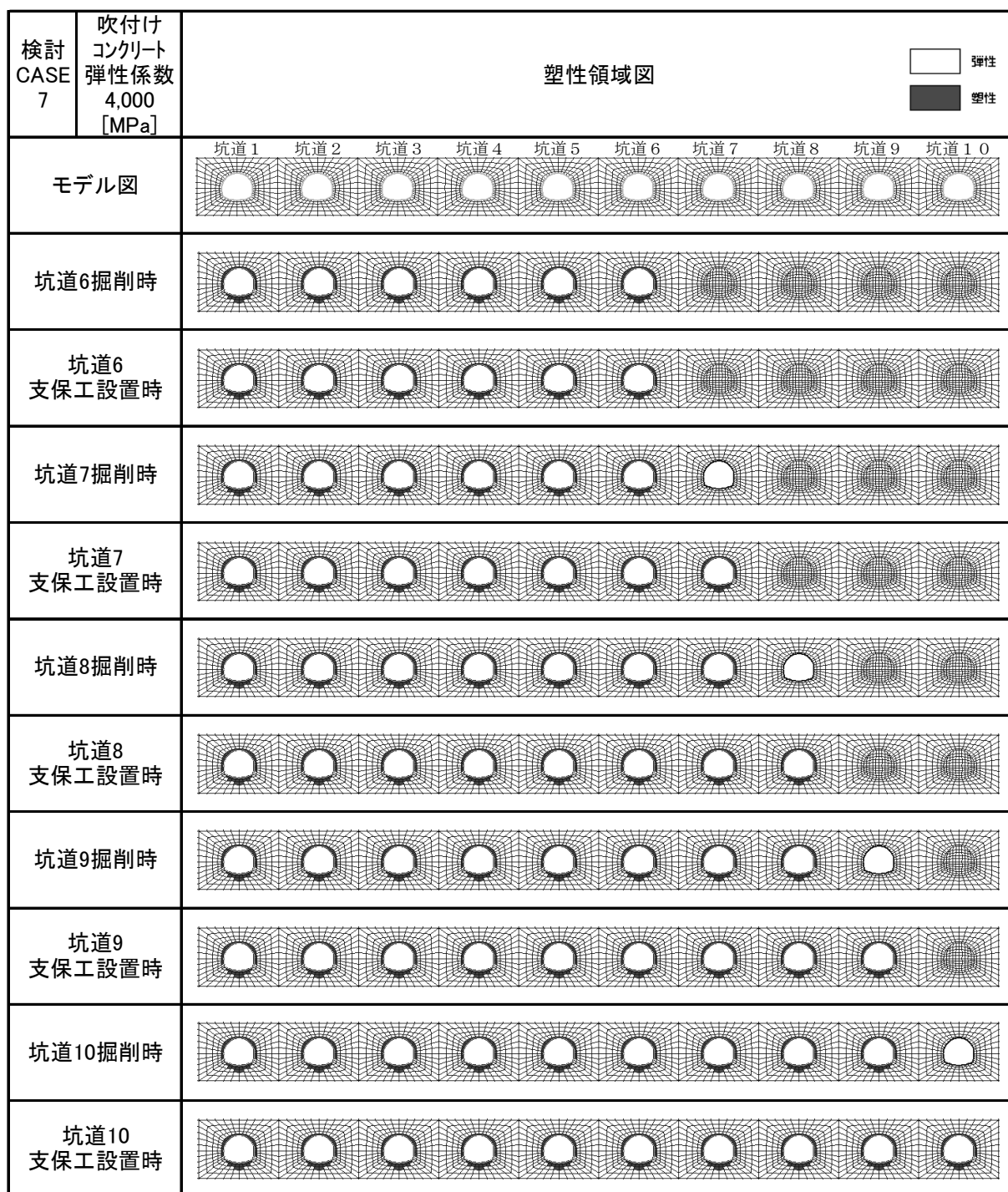


図8 CASE7の場合の各ステップ塑性領域図（弾性係数4,000[MPa]）2/2

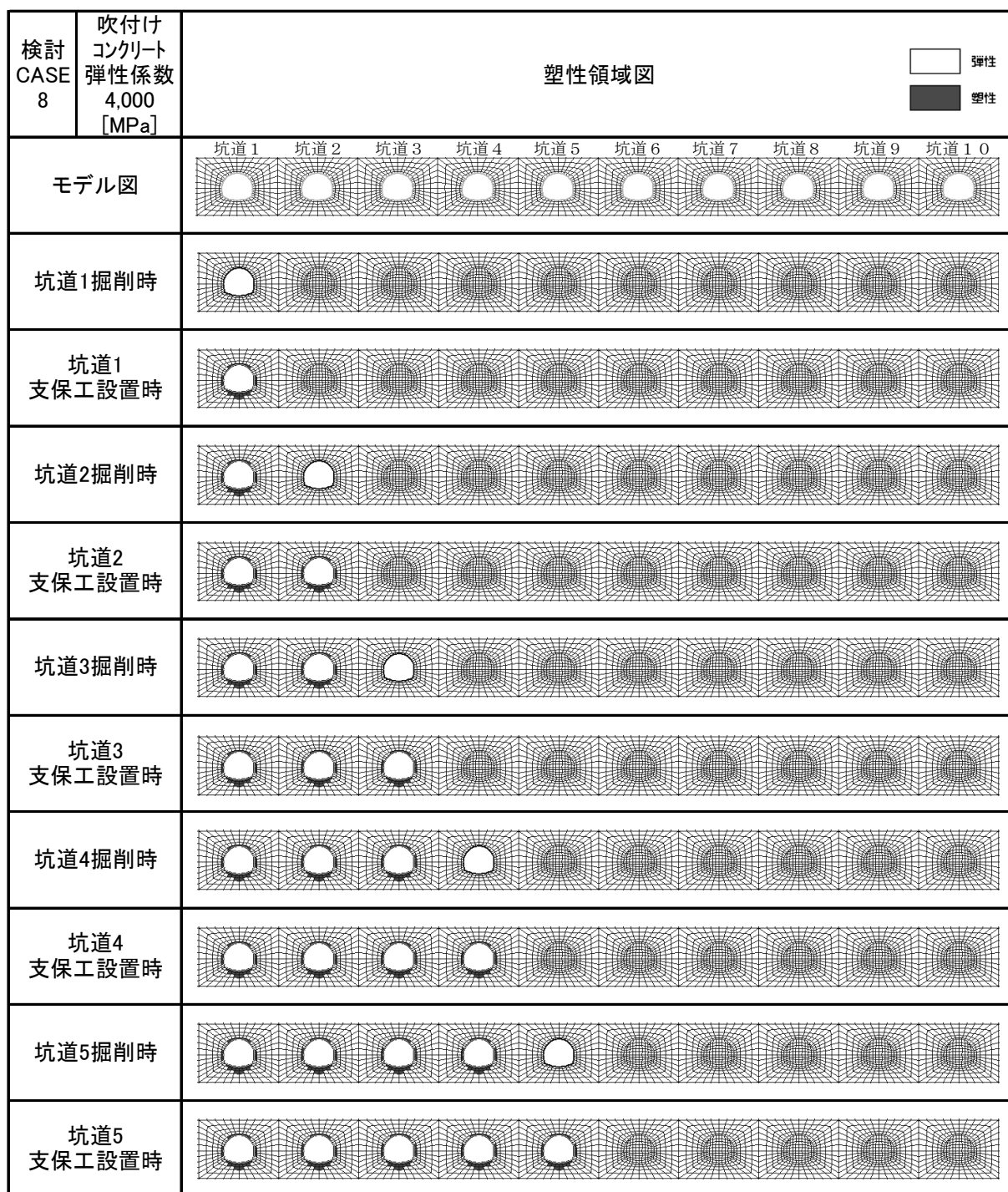


図9 CASE8 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 1/2

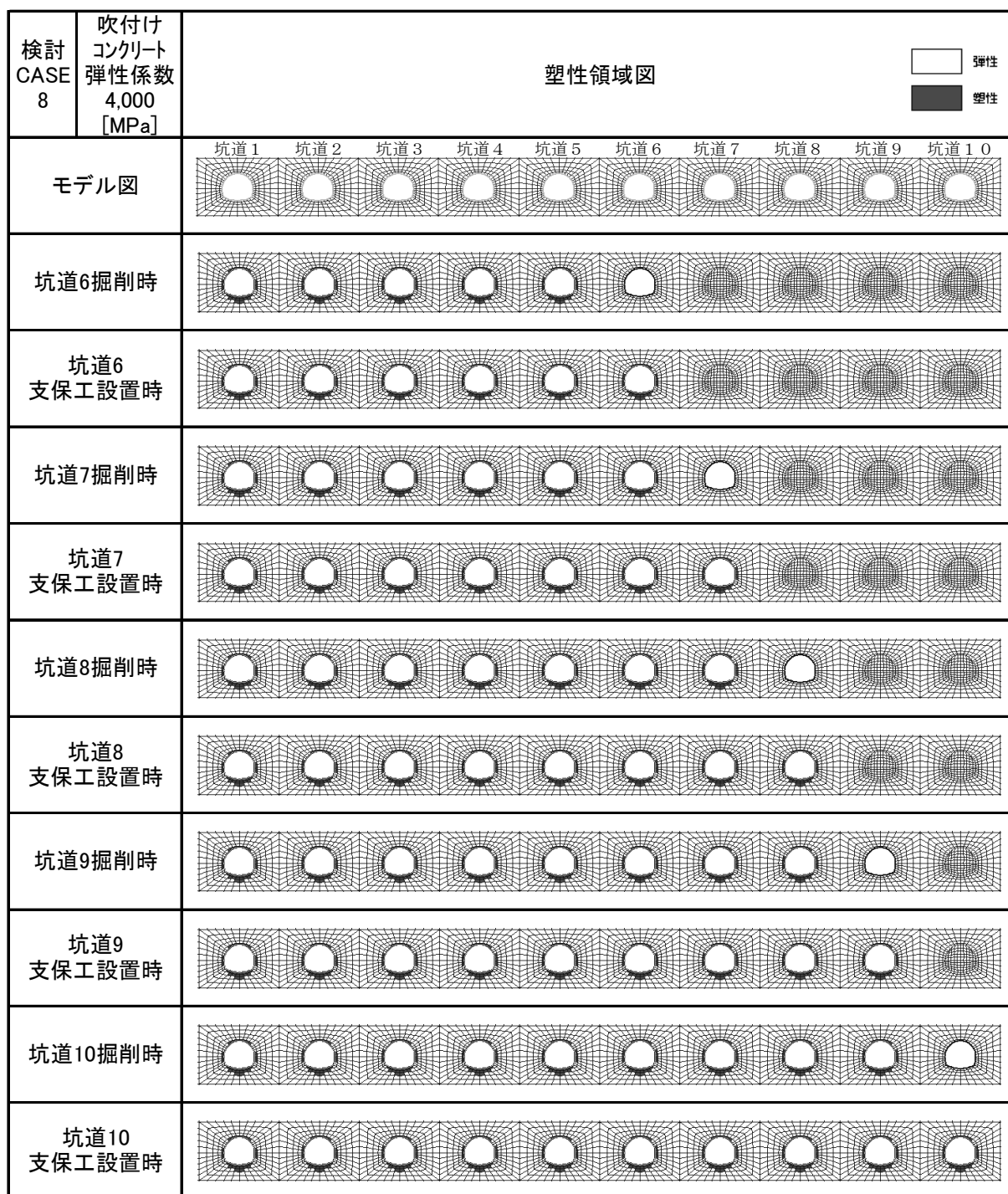


図9 CASE8 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 2/2

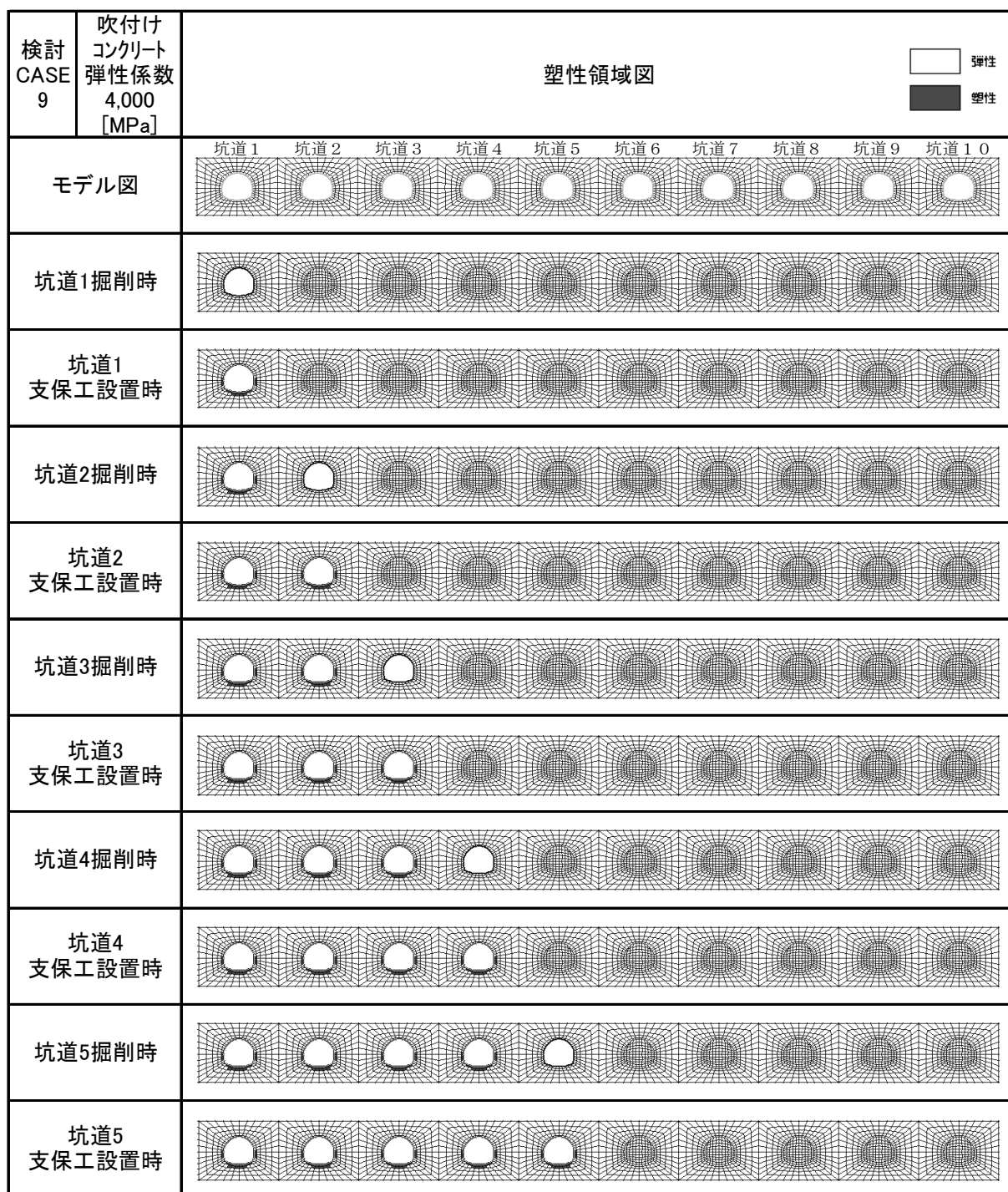


図 10 CASE9 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 1/2

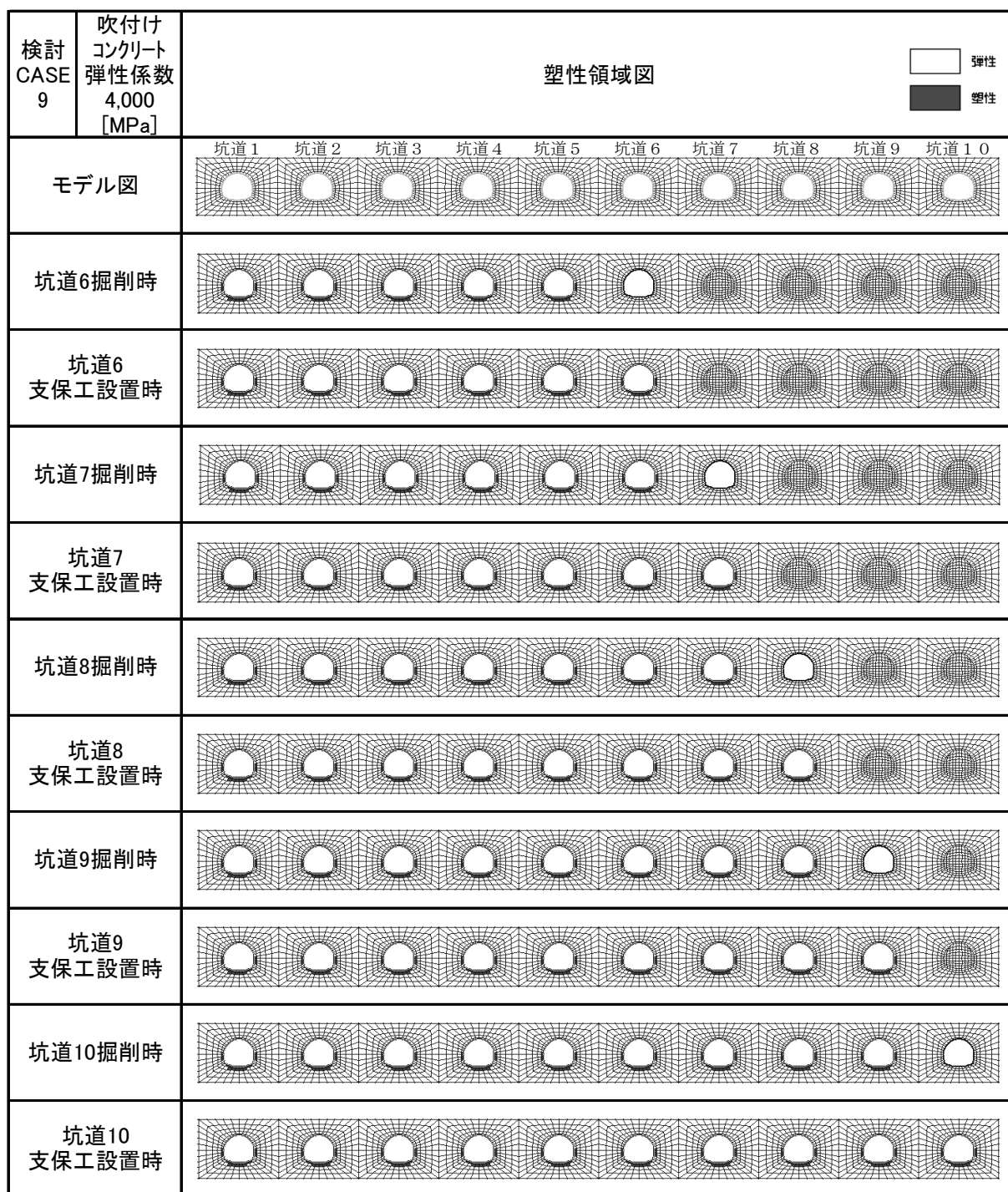


図 10 CASE9 の場合の各ステップ塑性領域図（弾性係数 4,000[MPa]）2/2

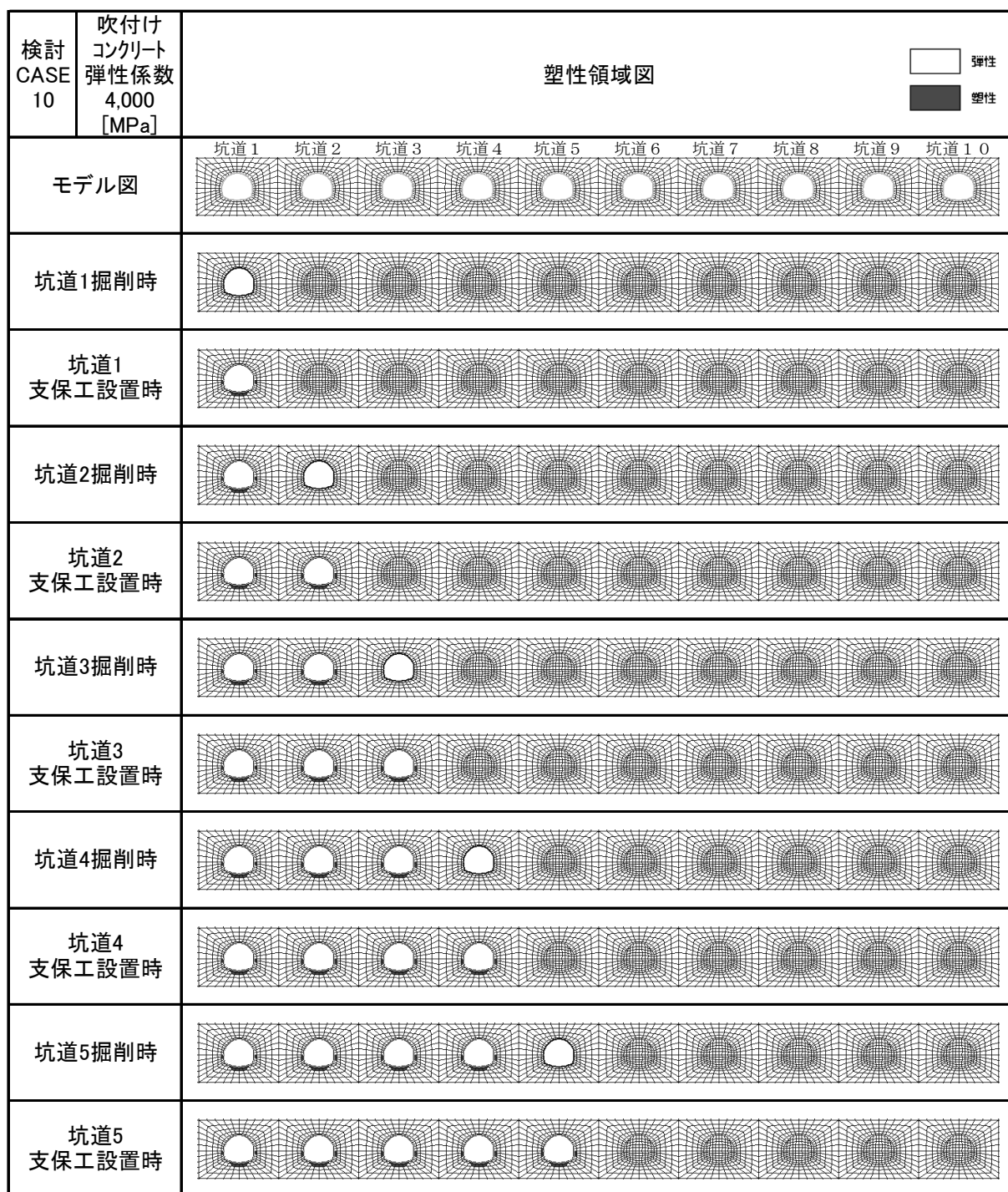


図 11 CASE10 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 1/2

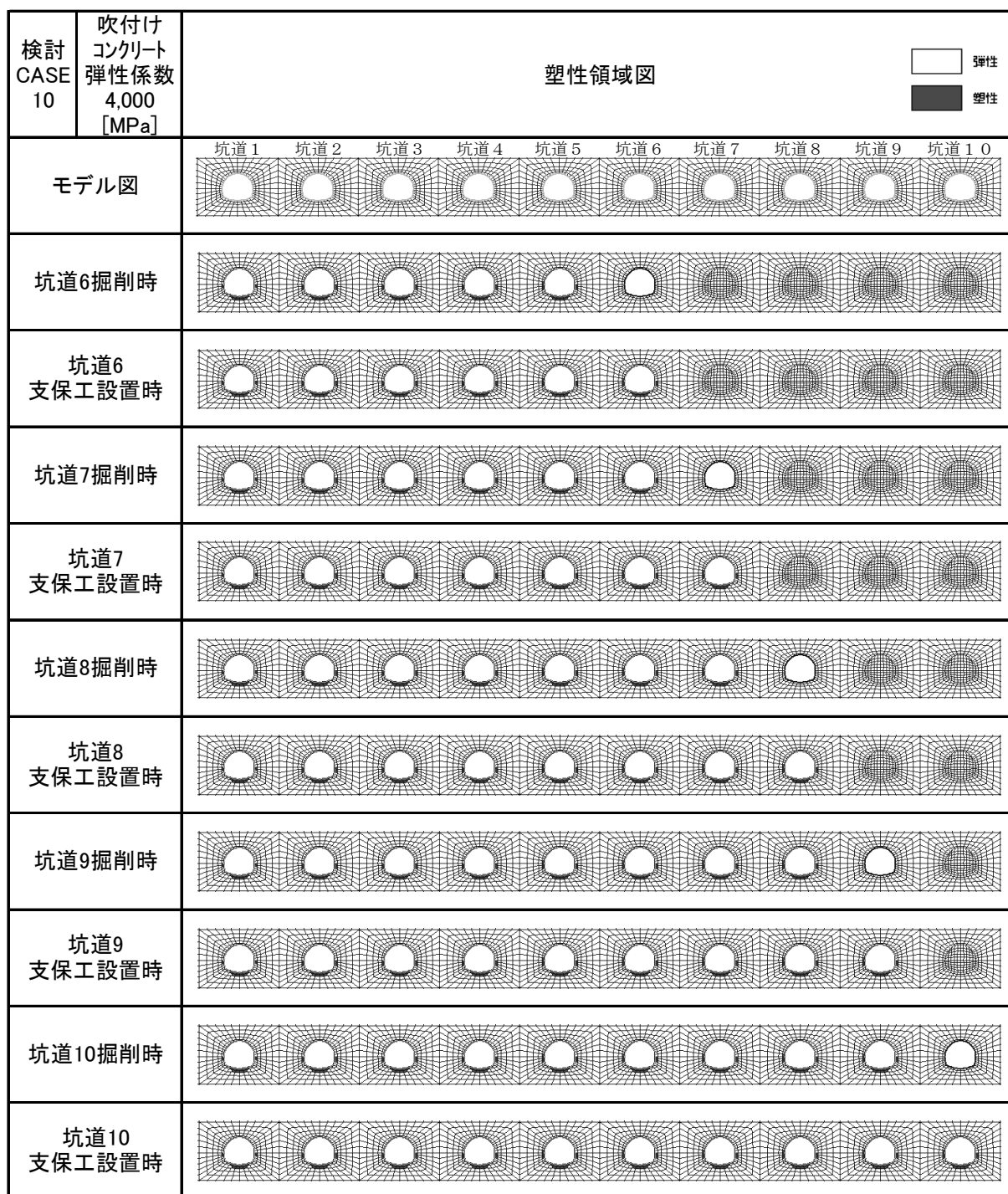


図 11 CASE10 の場合の各ステップ塑性領域図（弾性係数 4,000[MPa]） 2/2

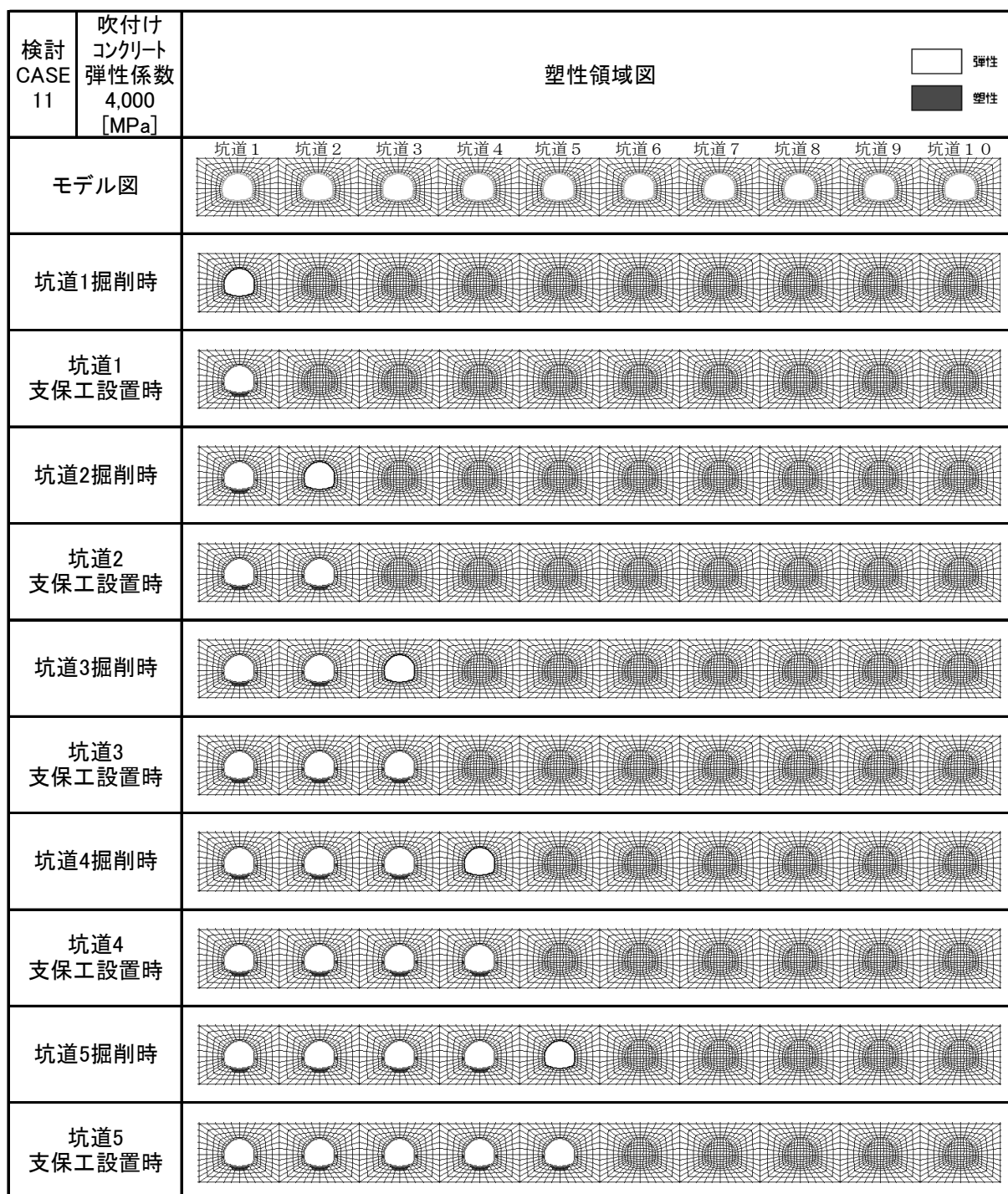


図 12 CASE11 の場合の各ステップ塑性領域図（弾性係数 4,000[MPa]） 1/2

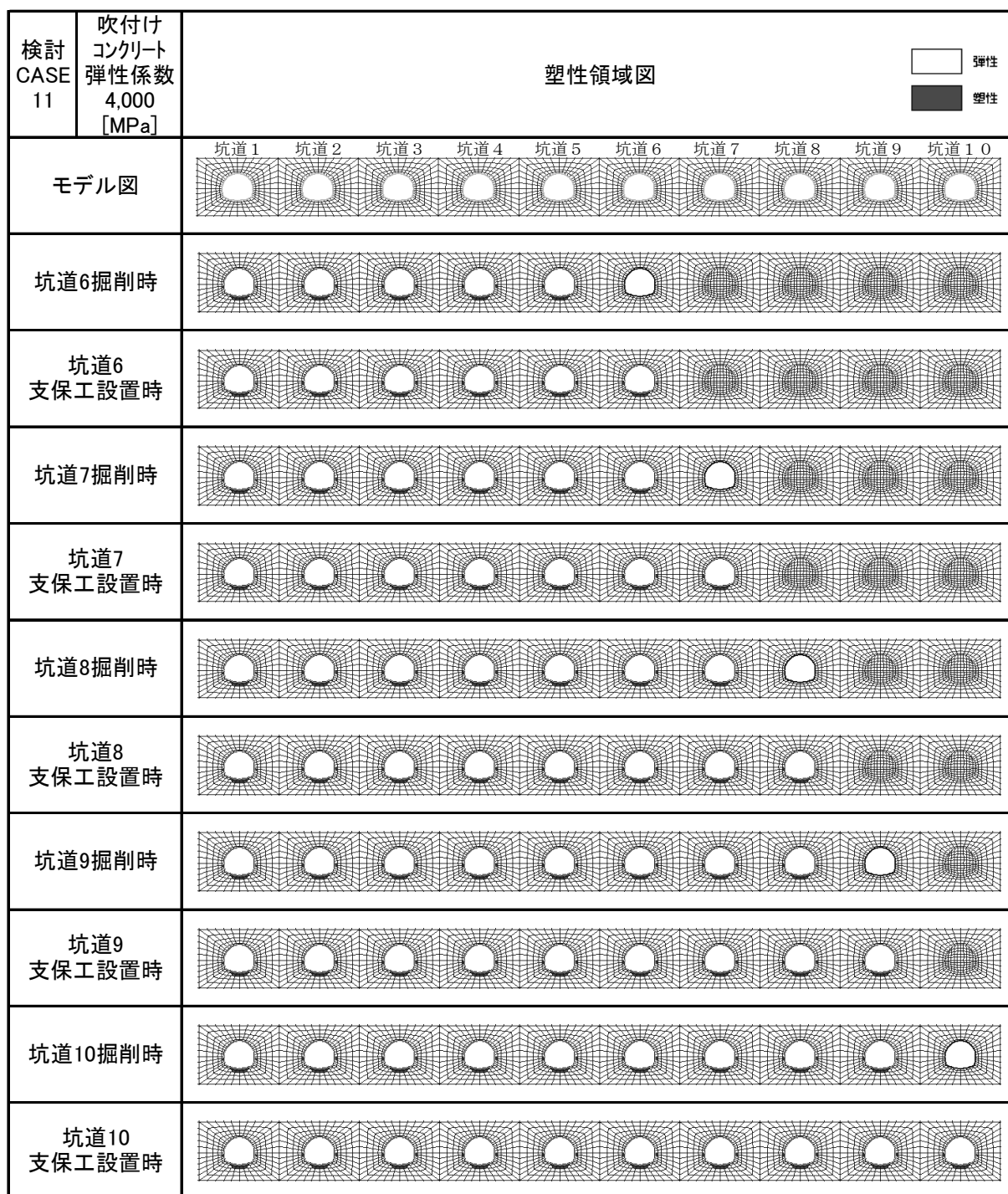


図 12 CASE11 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 4,000[MPa]) 2/2

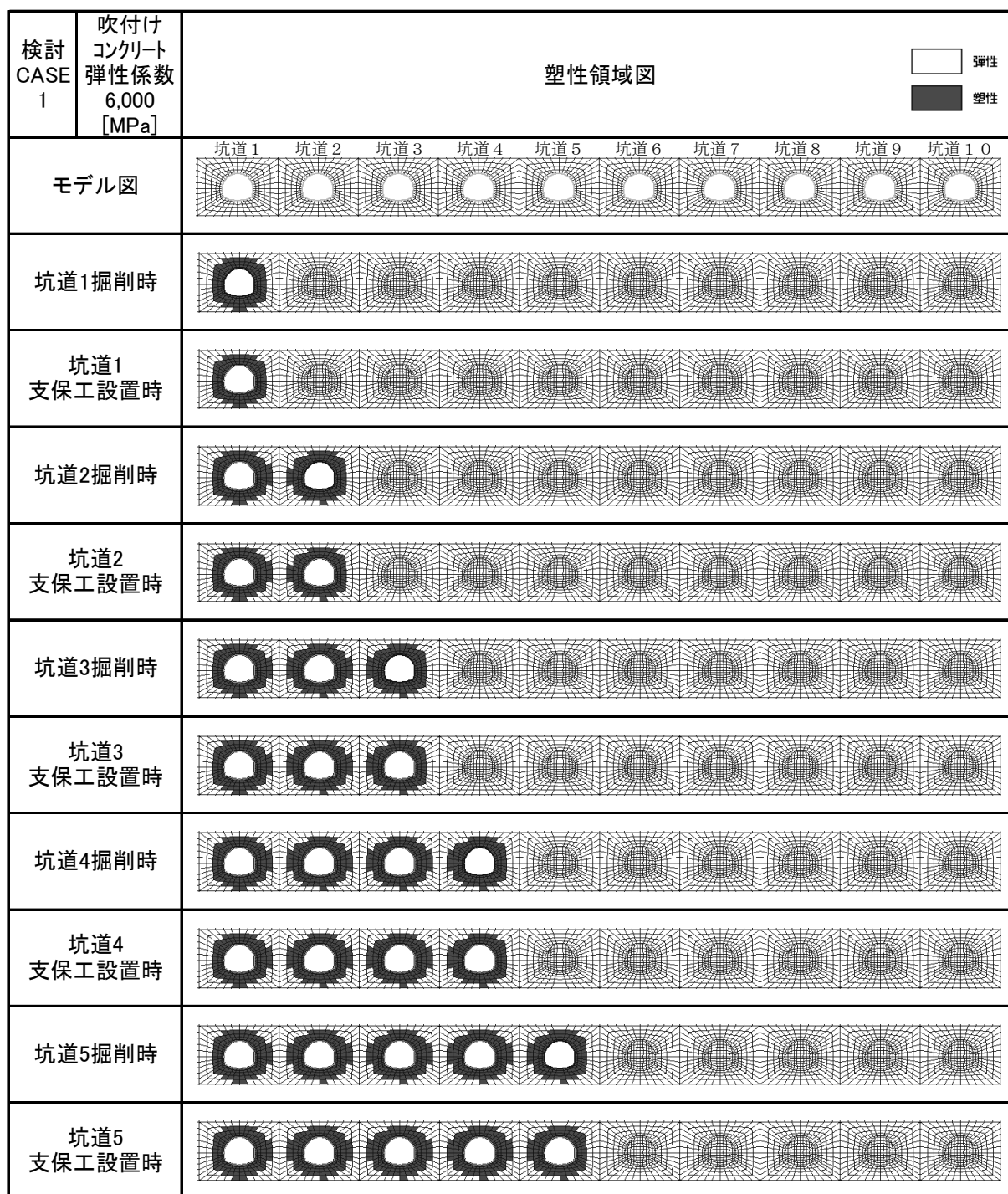


図 13 CASE1 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

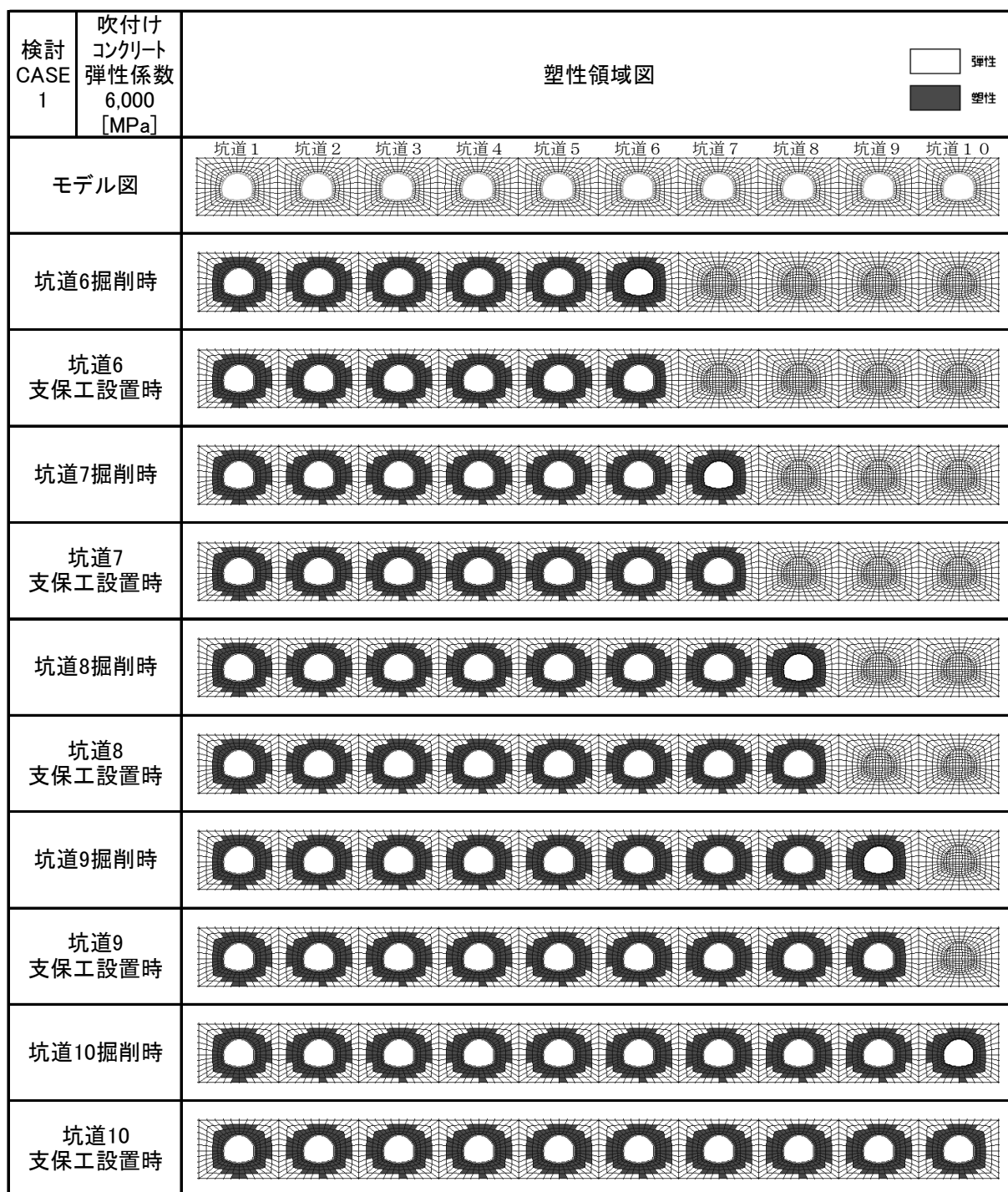


図 13 CASE1 の場合の各ステップ塑性領域図（弾性係数 6,000[MPa]）2/2

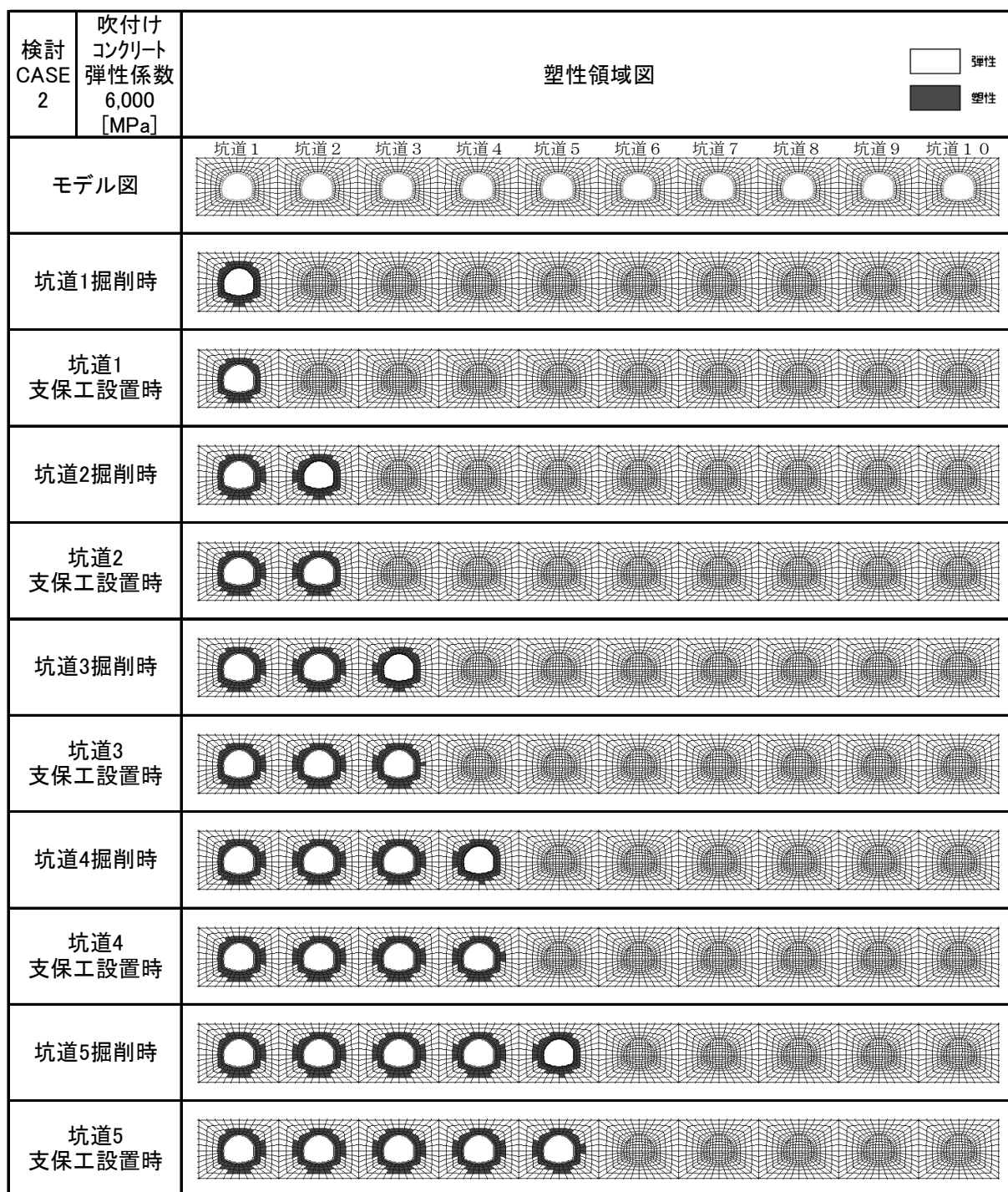


図 14 CASE2 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

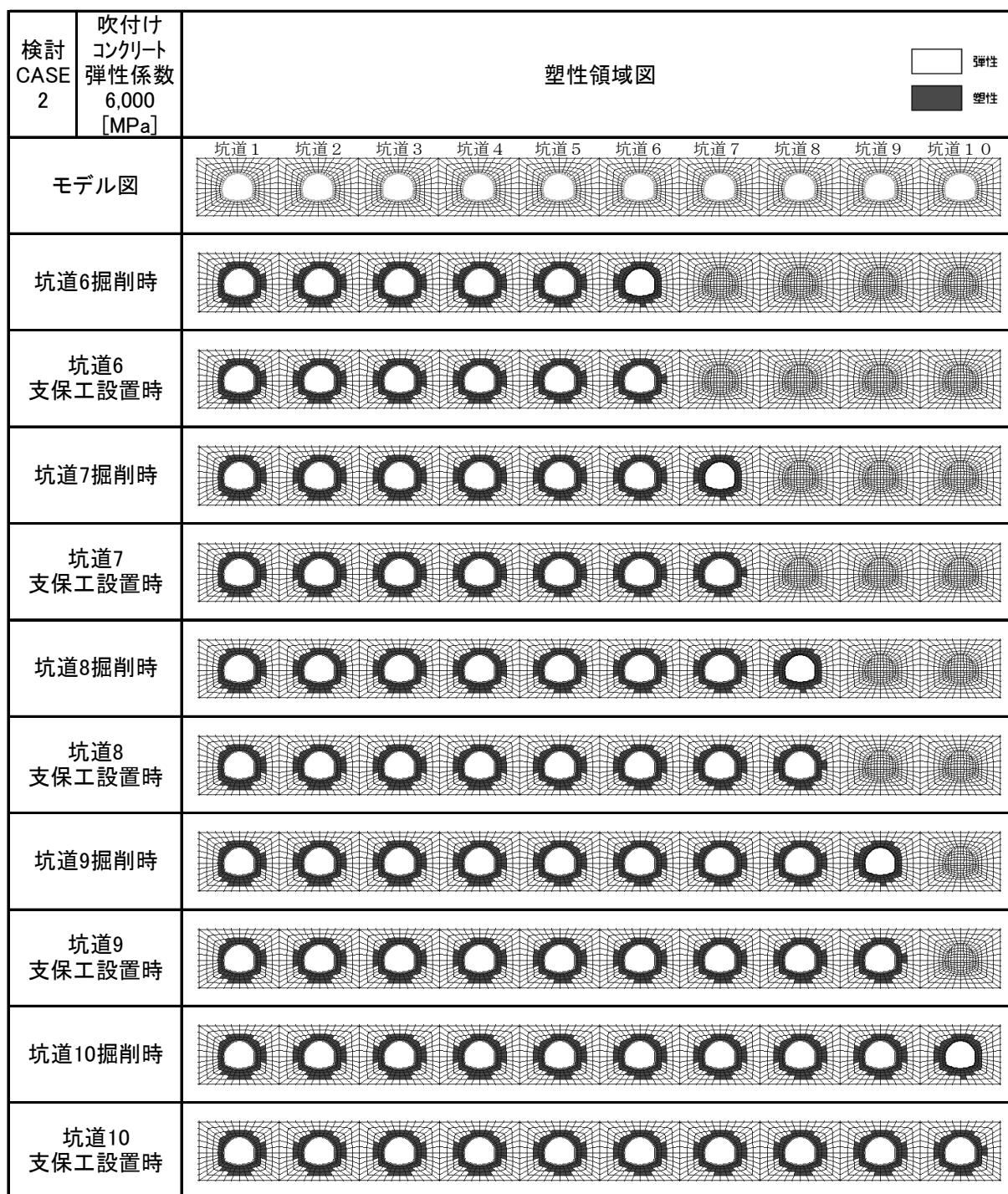


図 14 CASE2 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

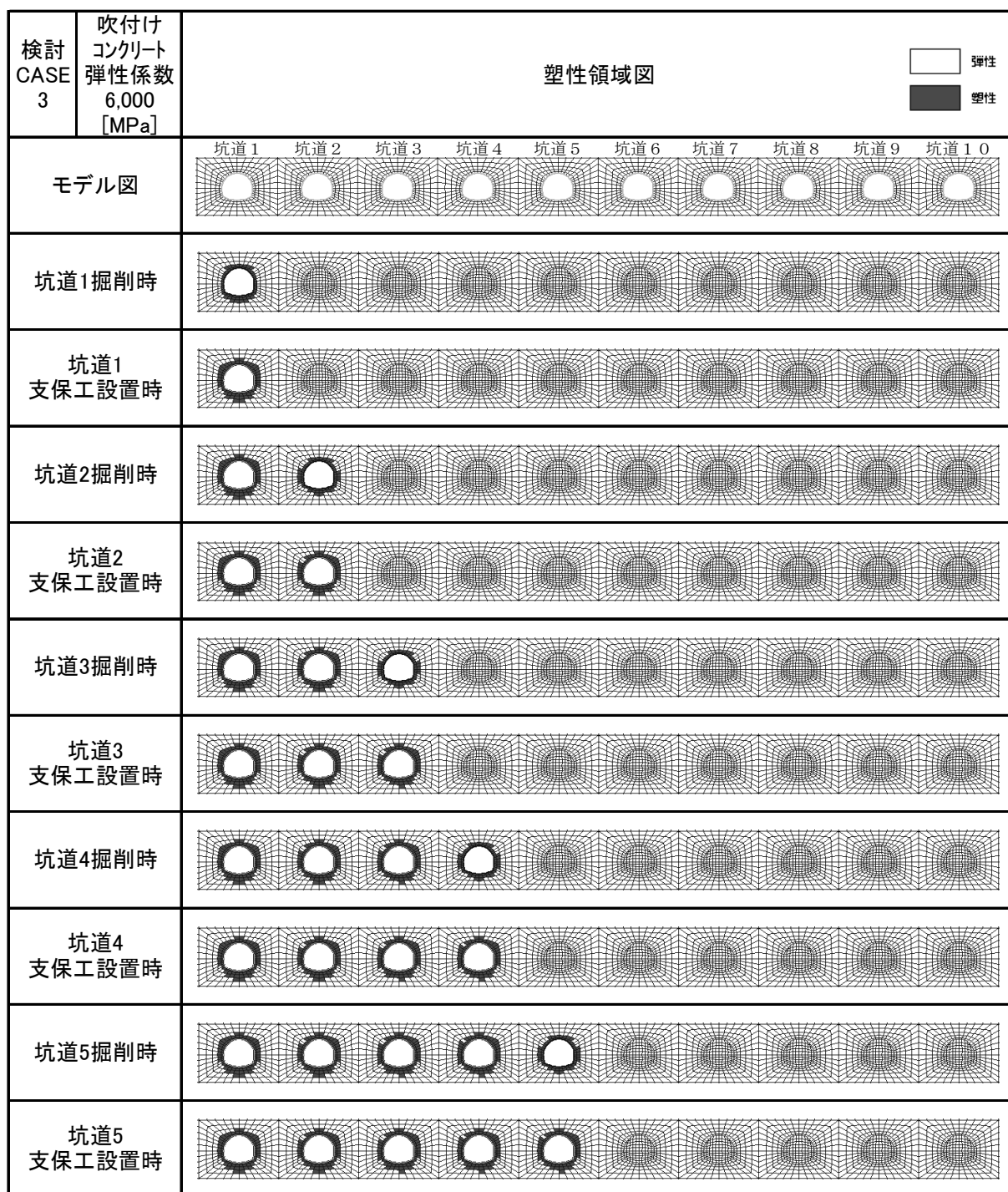


図 15 CASE3 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

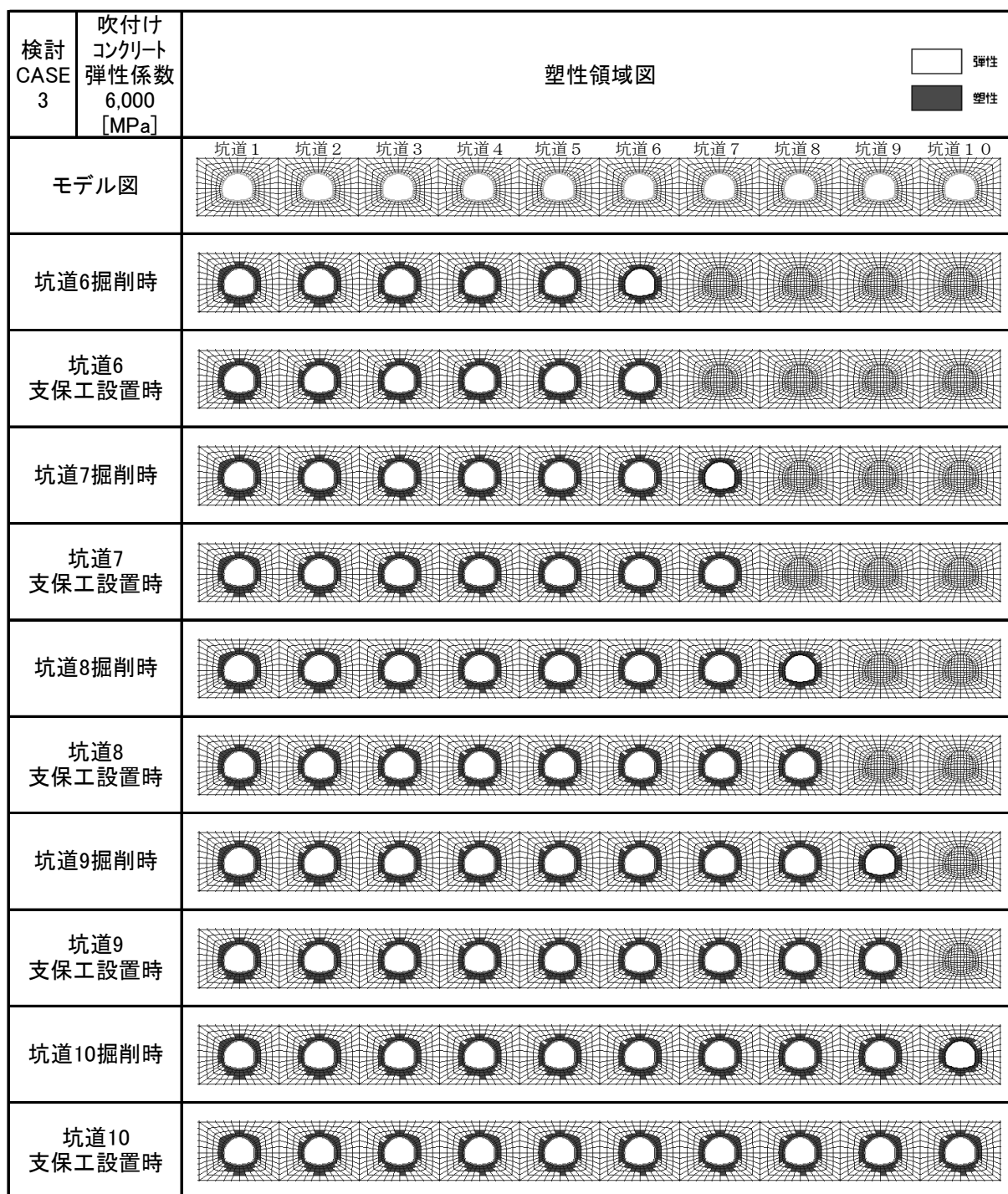


図 15 CASE3 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

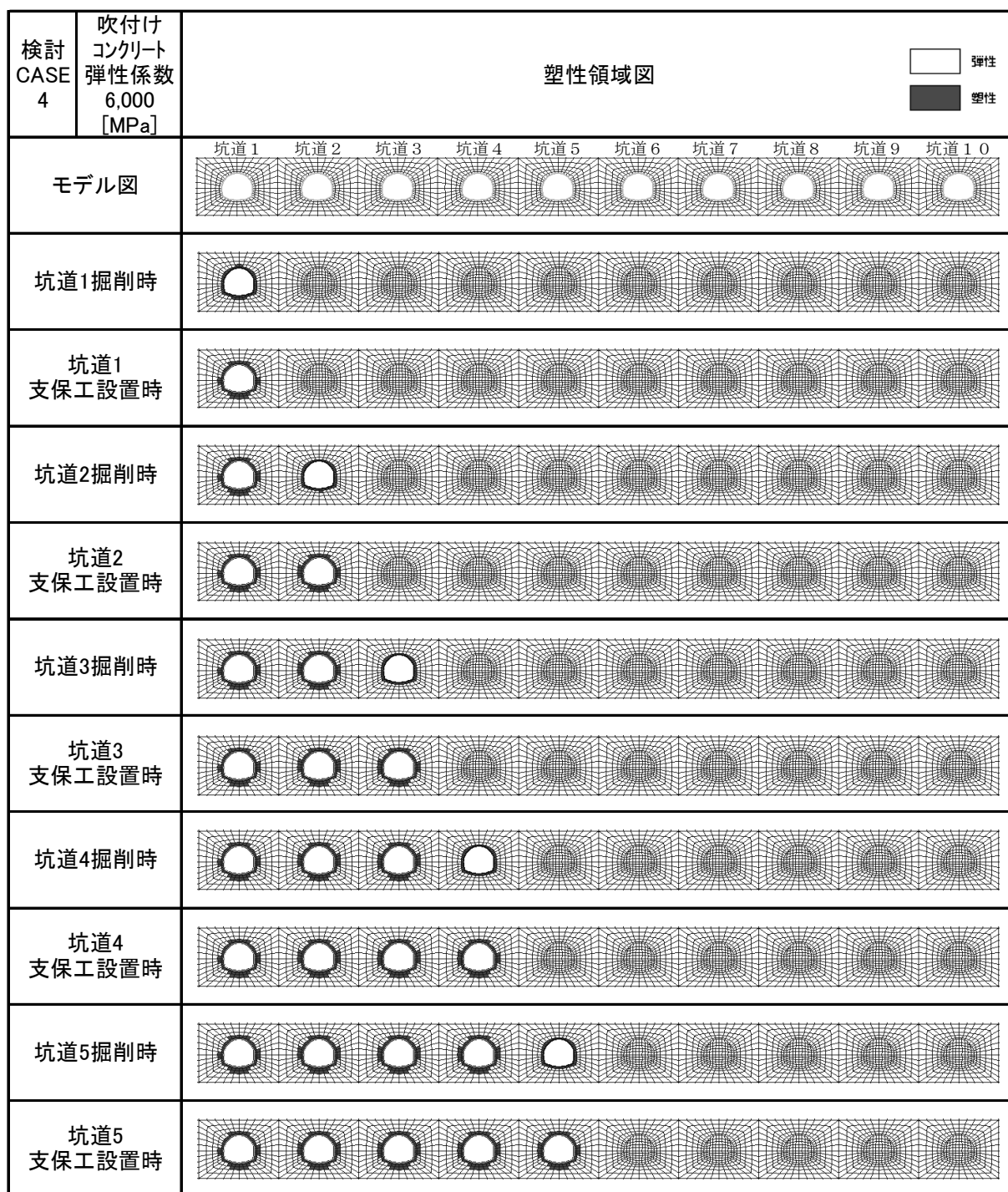


図 16 CASE4 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

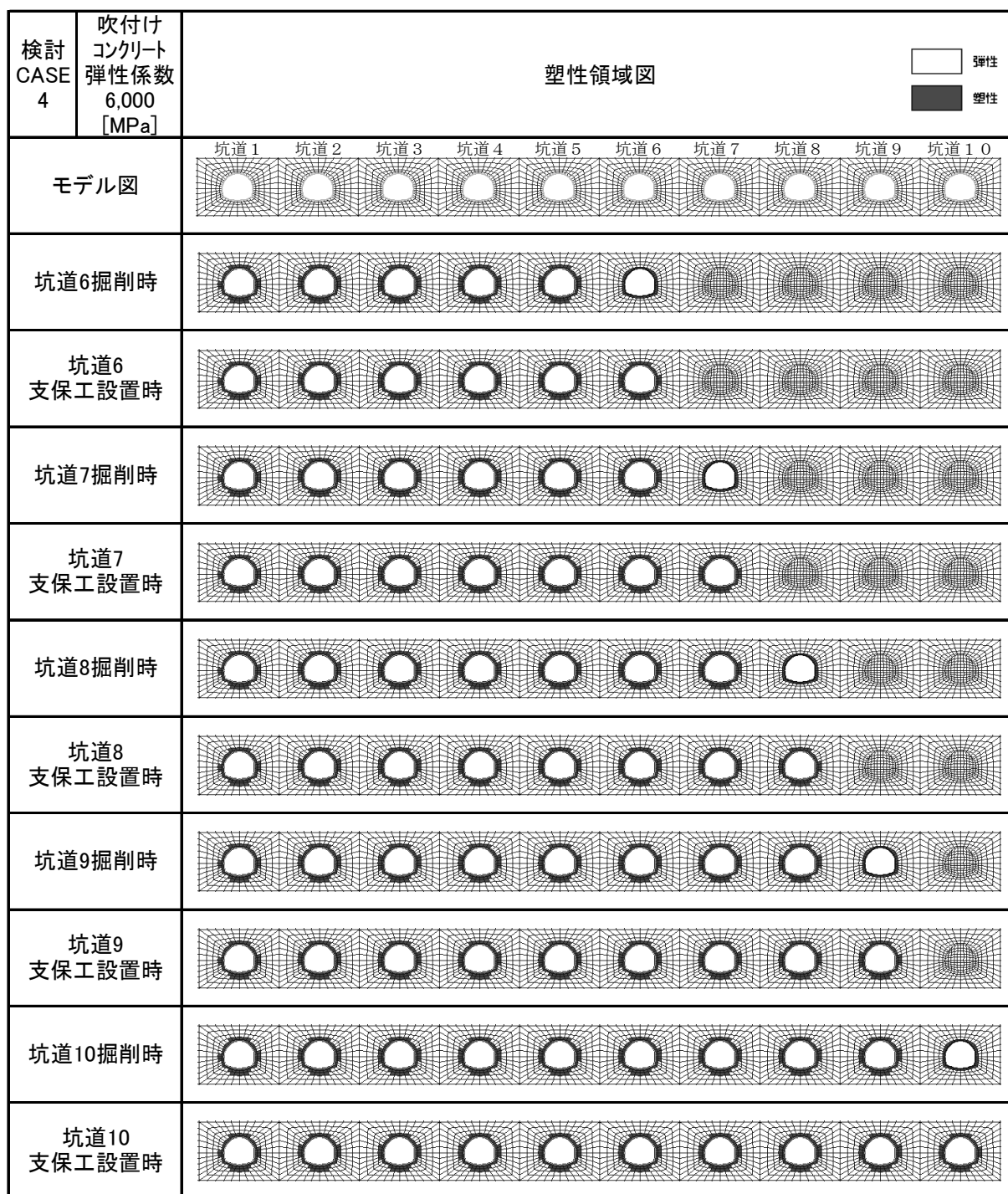


図 16 CASE4 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

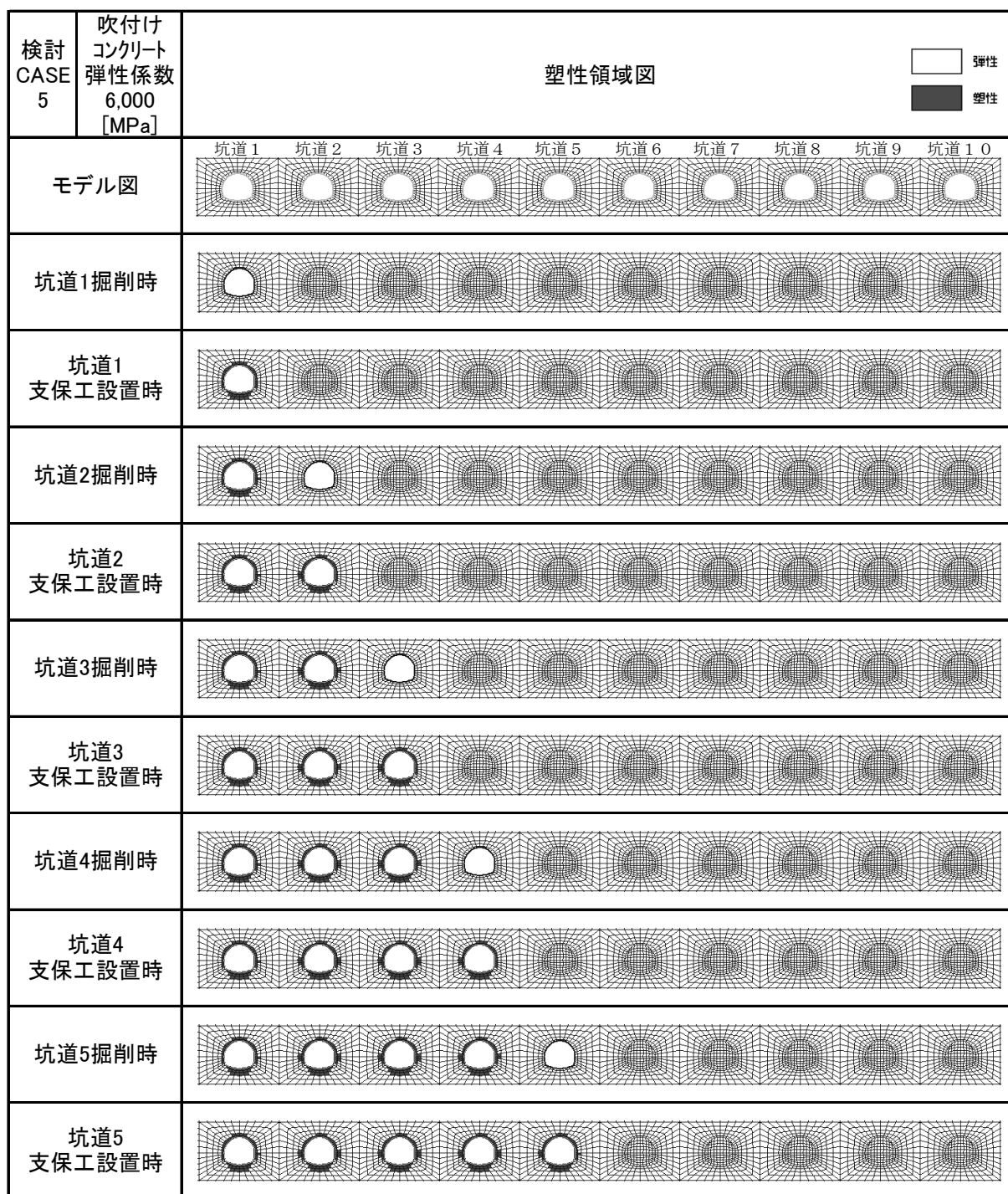


図 17 CASE5 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

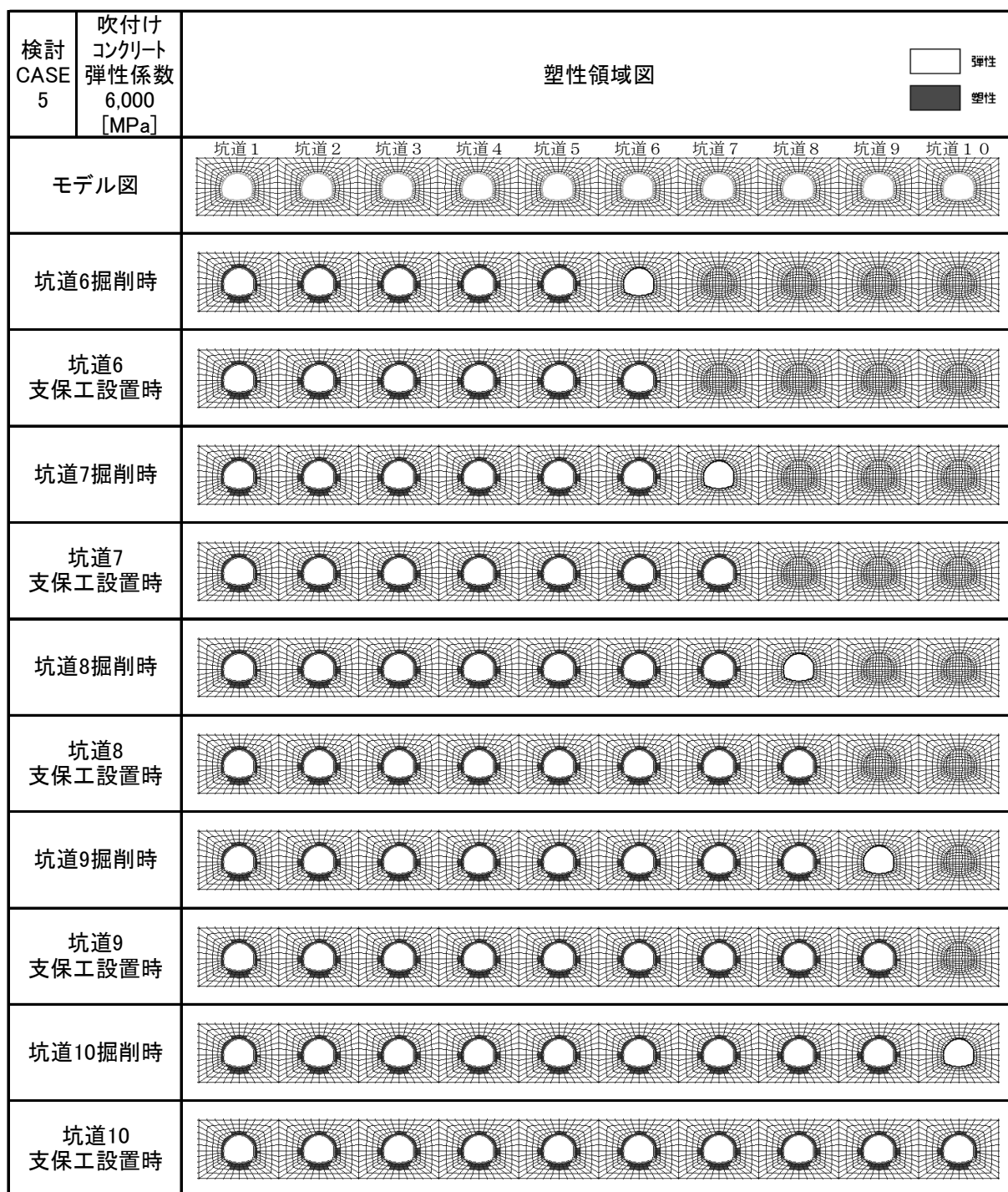


図 17 CASE5 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

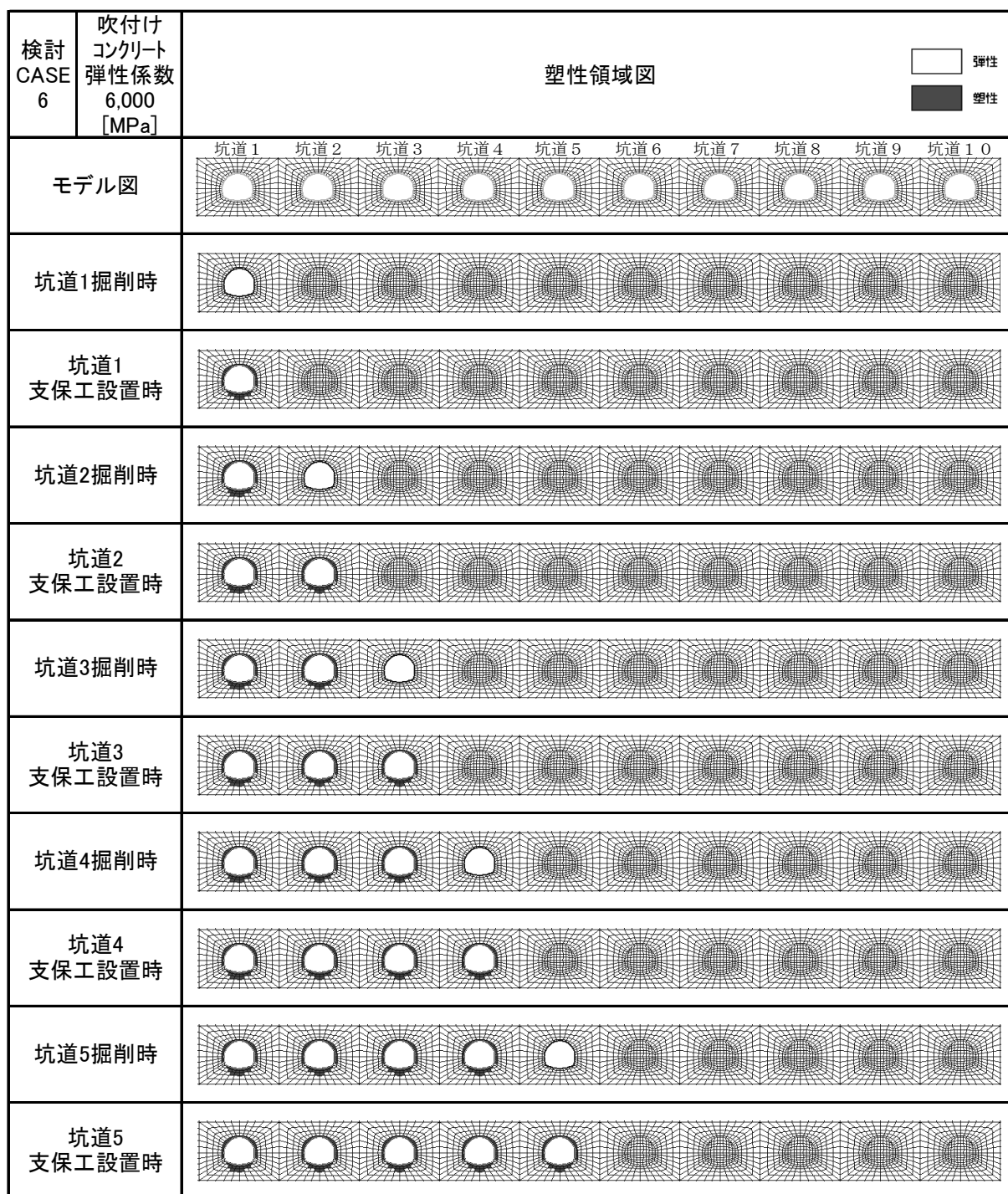


図 18 CASE6 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

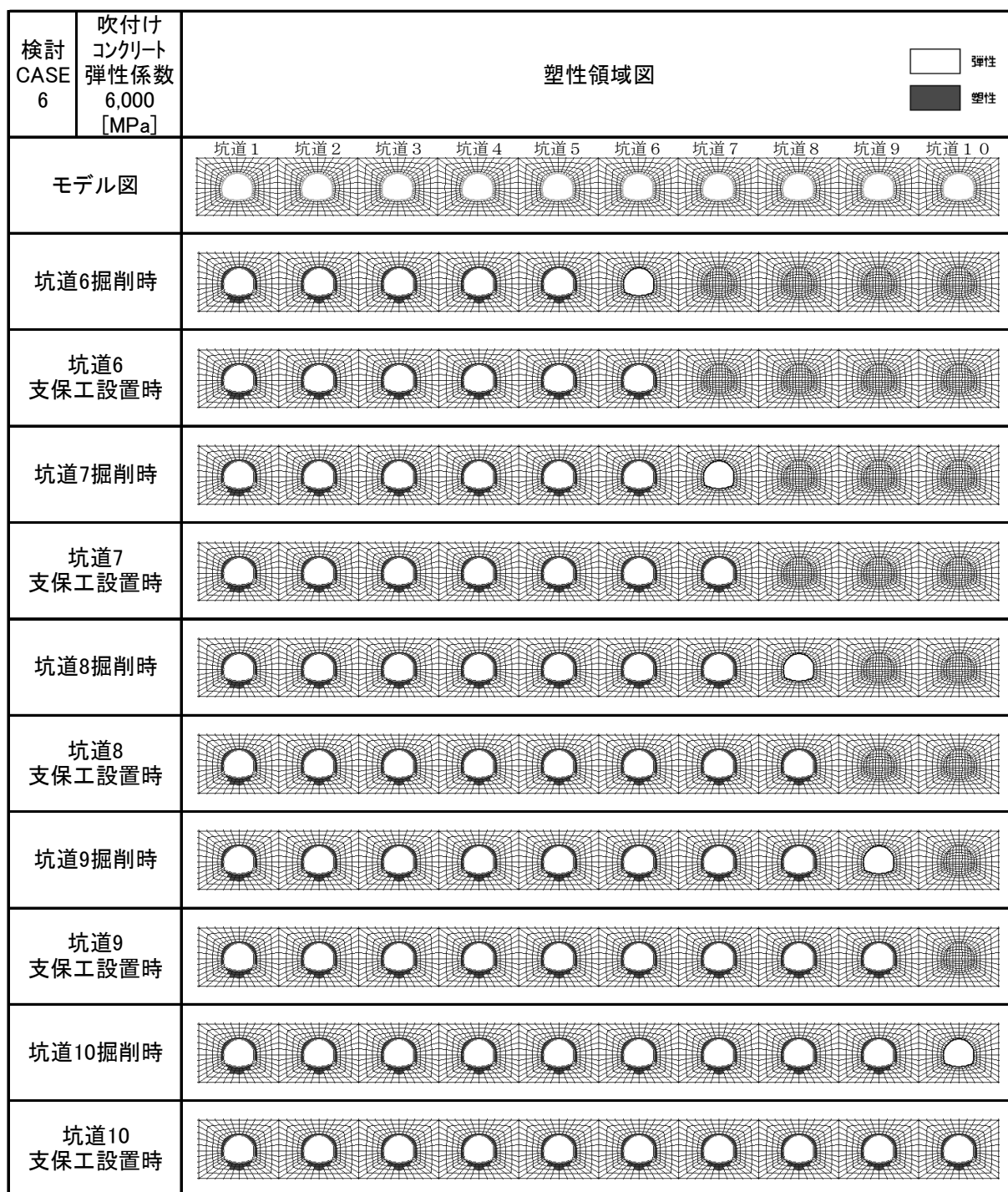


図 18 CASE6 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

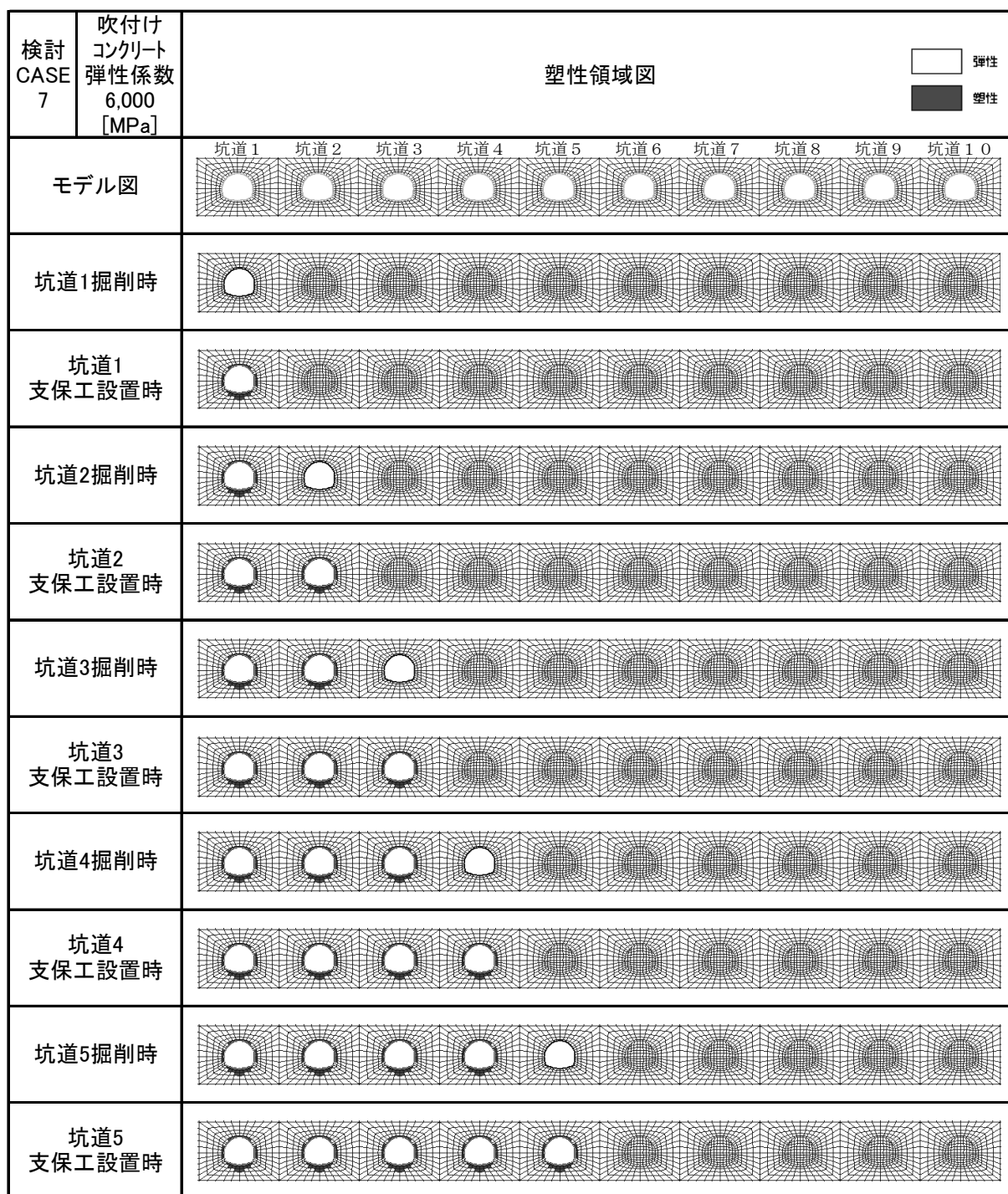


図 19 CASE7 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

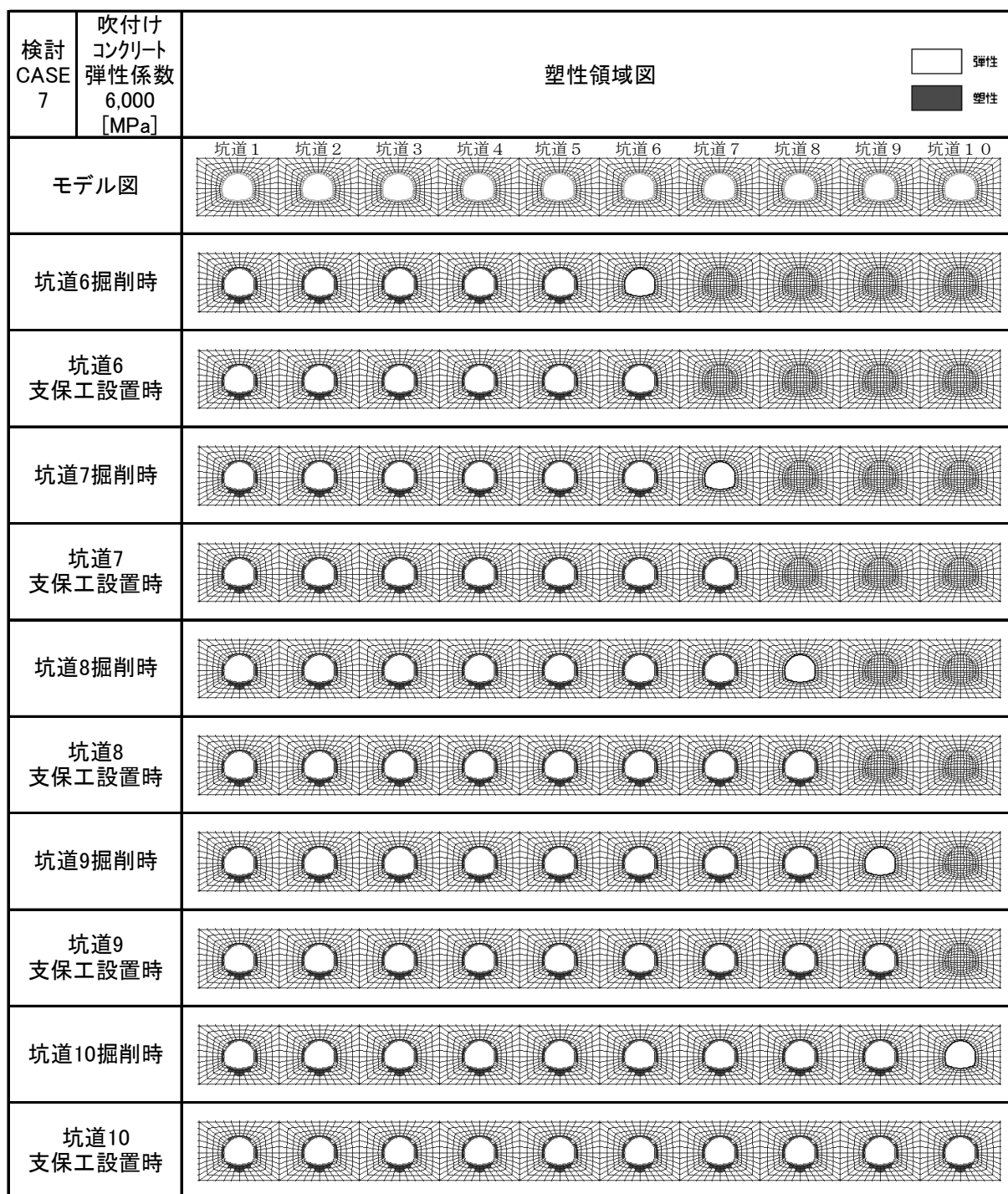


図 19 CASE7 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

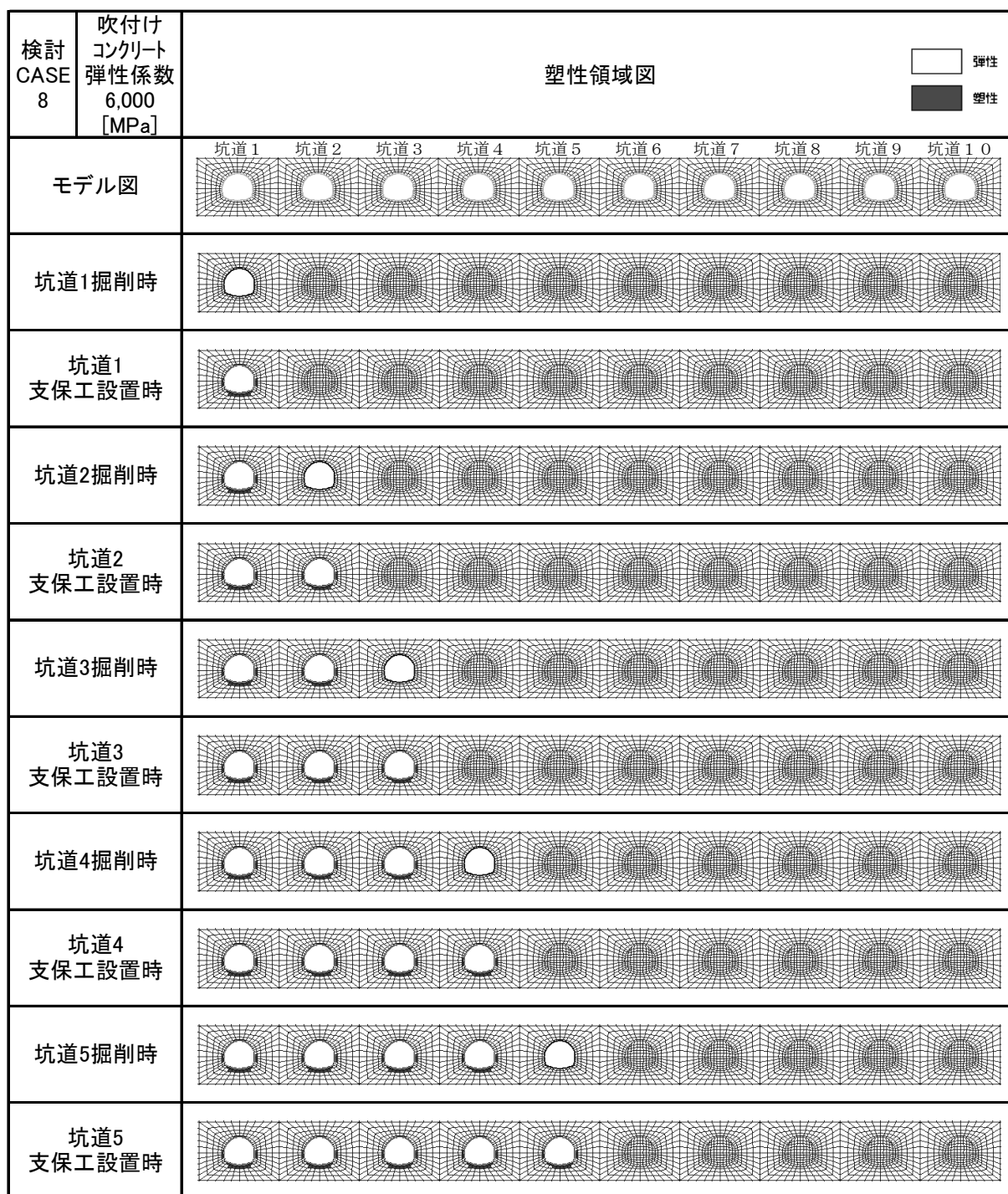


図 20 CASE8 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

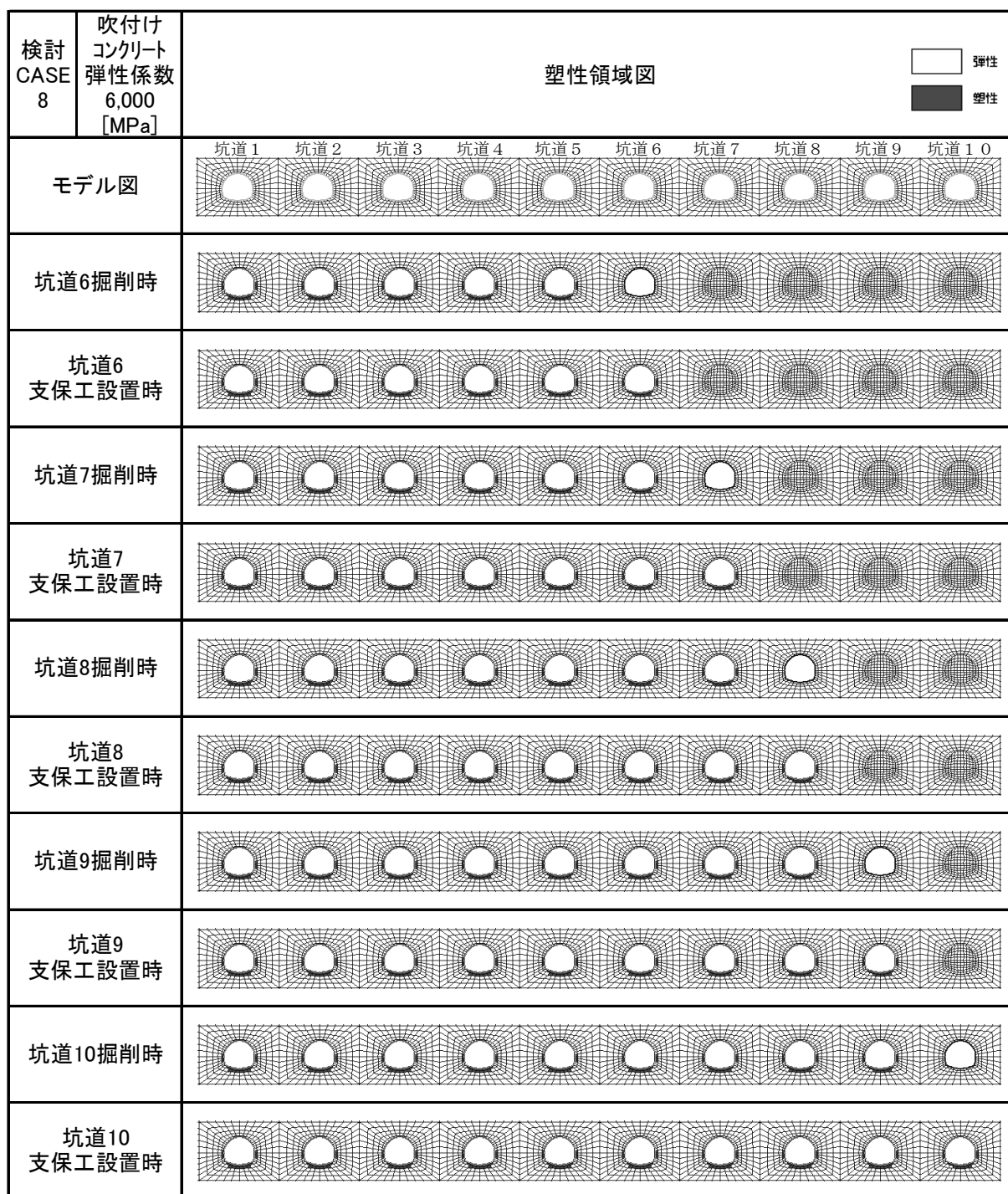


図 20 CASE8 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

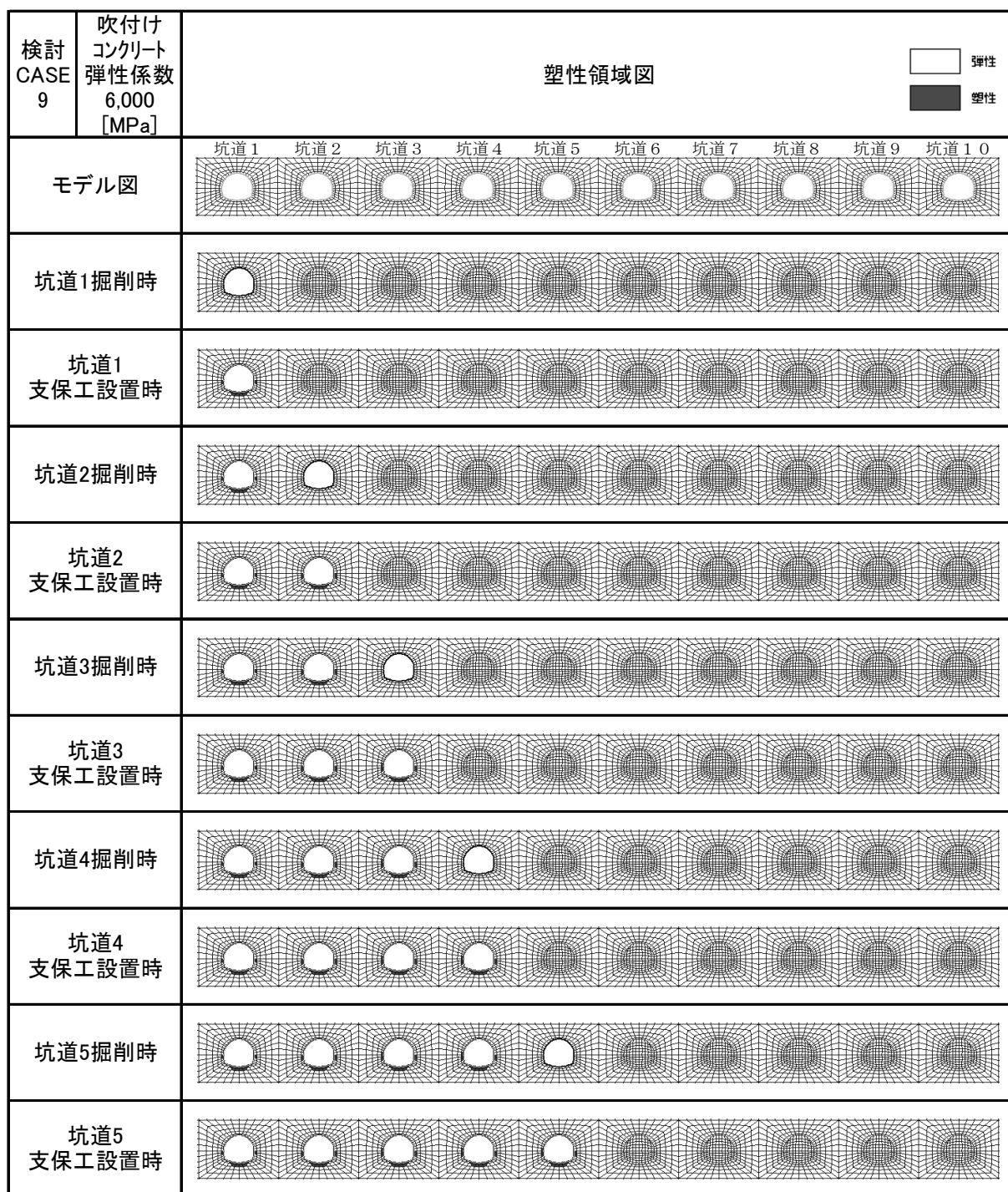


図 21 CASE9 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

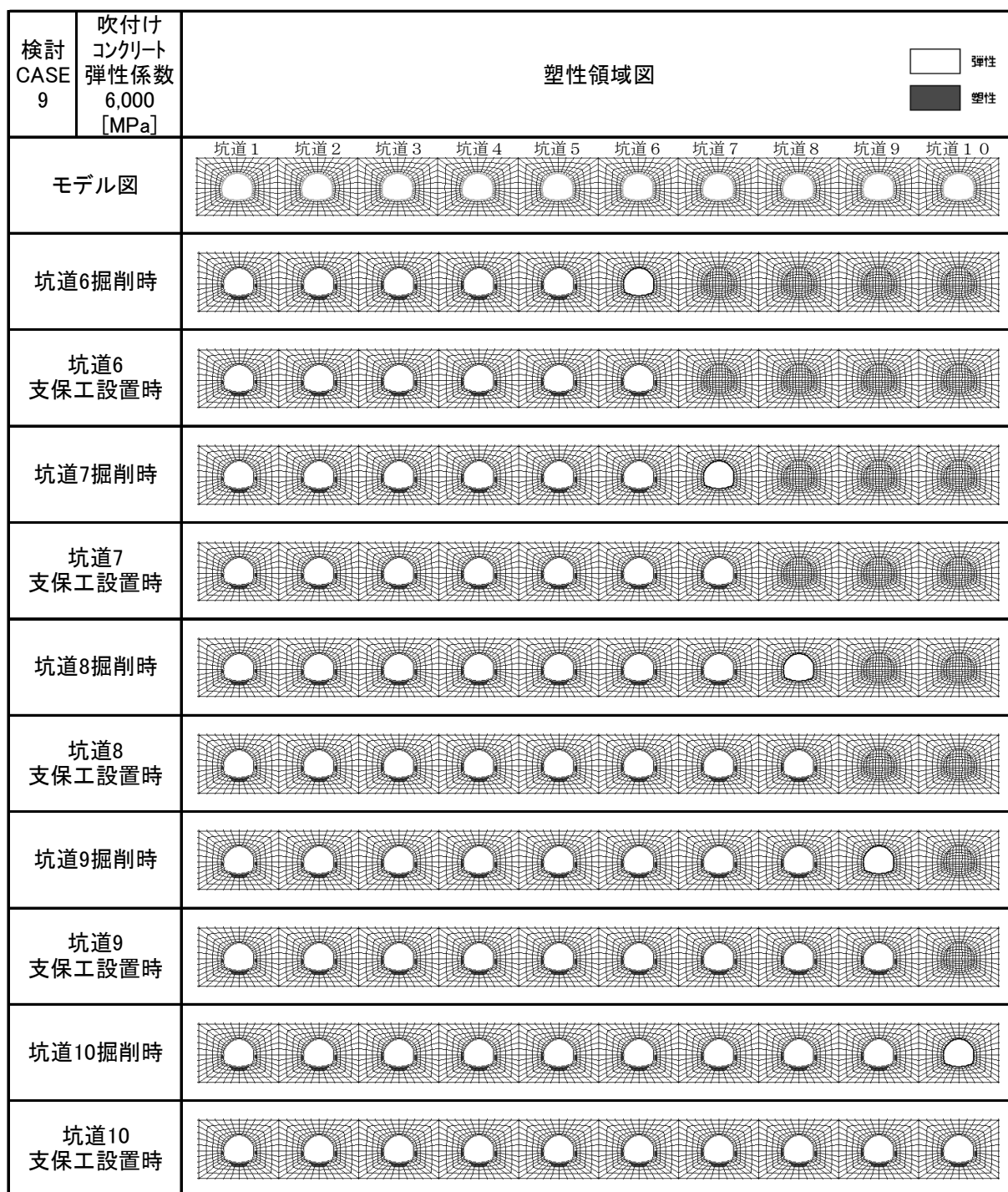


図 21 CASE9 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

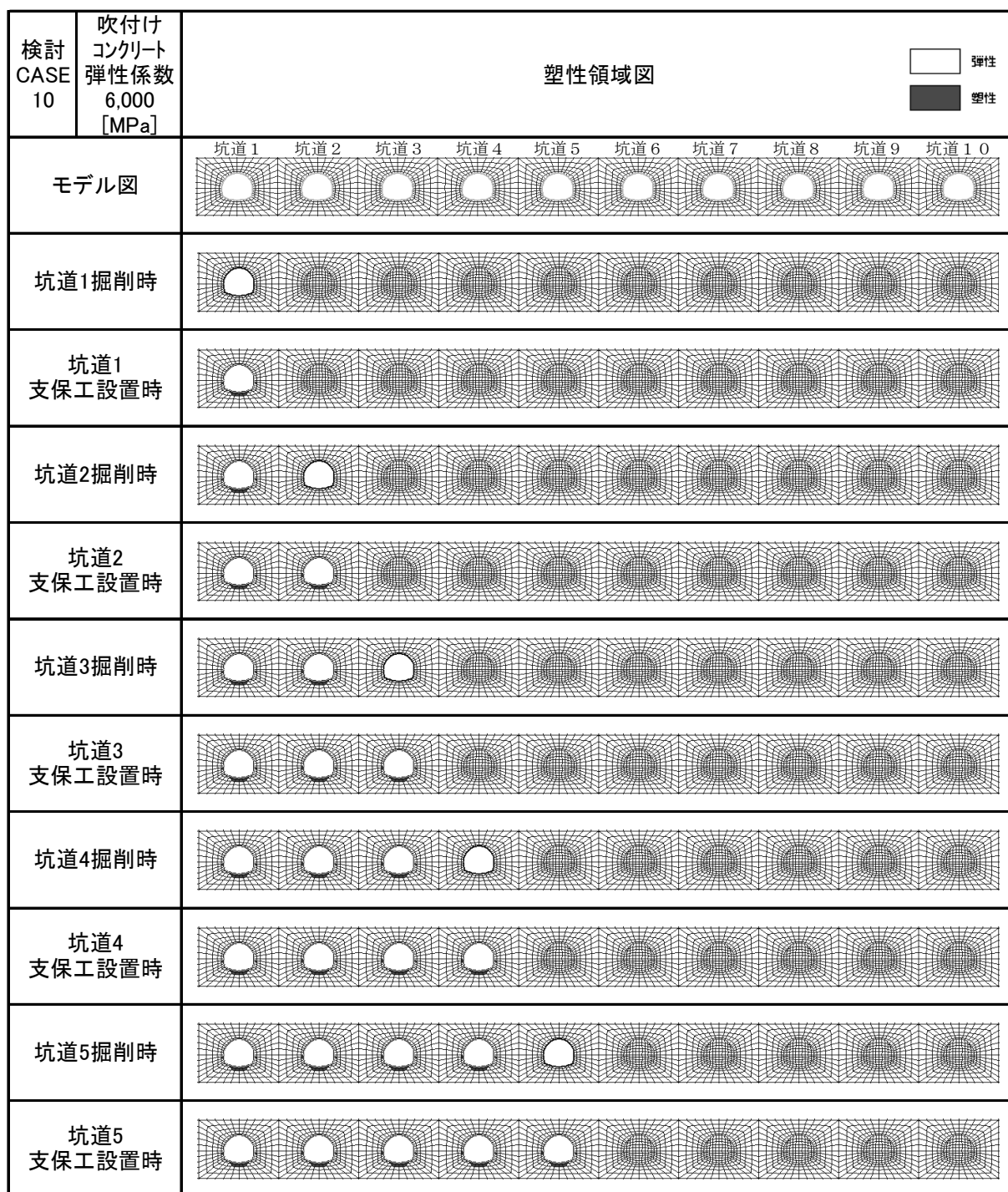


図 22 CASE10 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

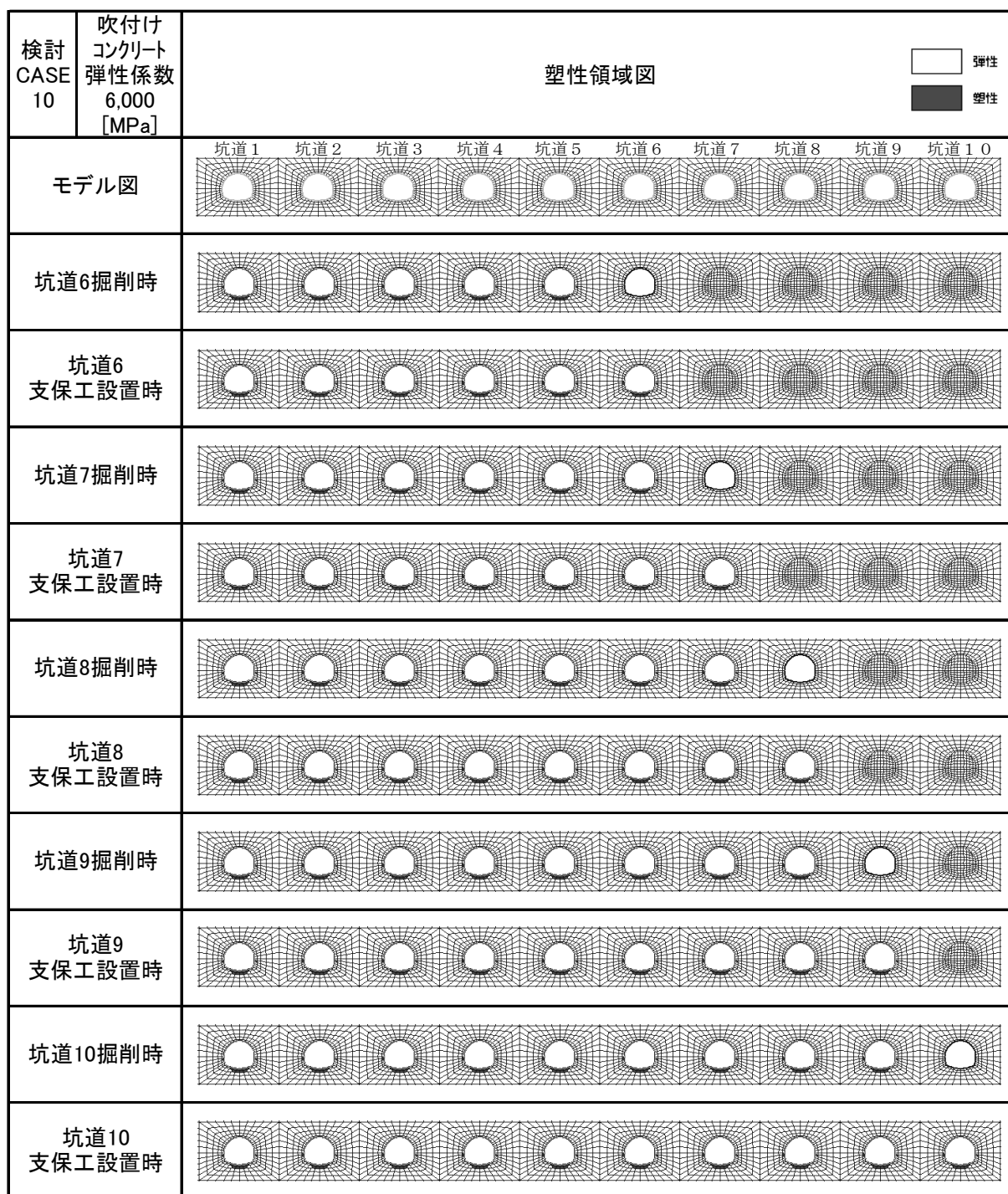


図 22 CASE10 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

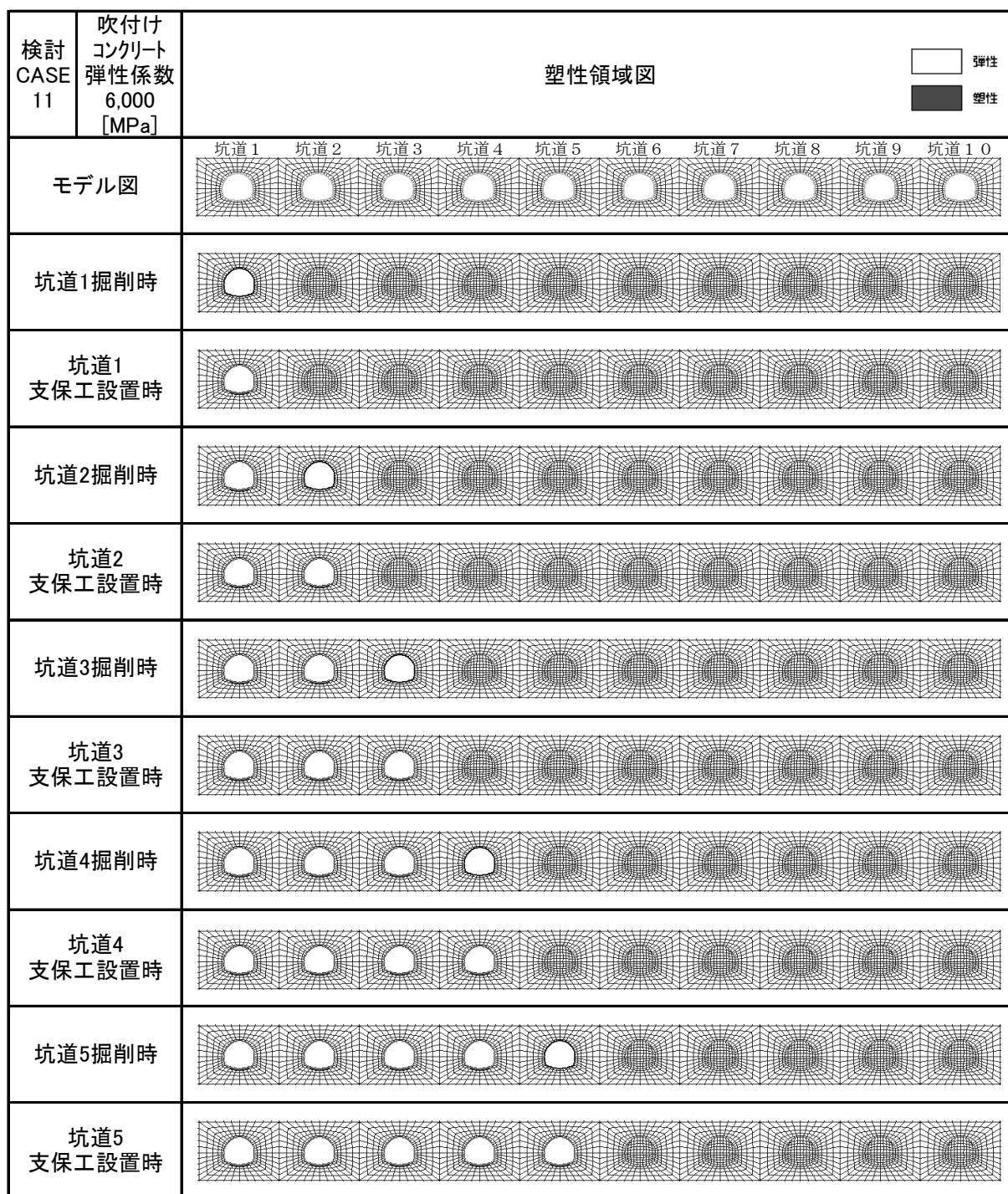


図 23 CASE11 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 1/2

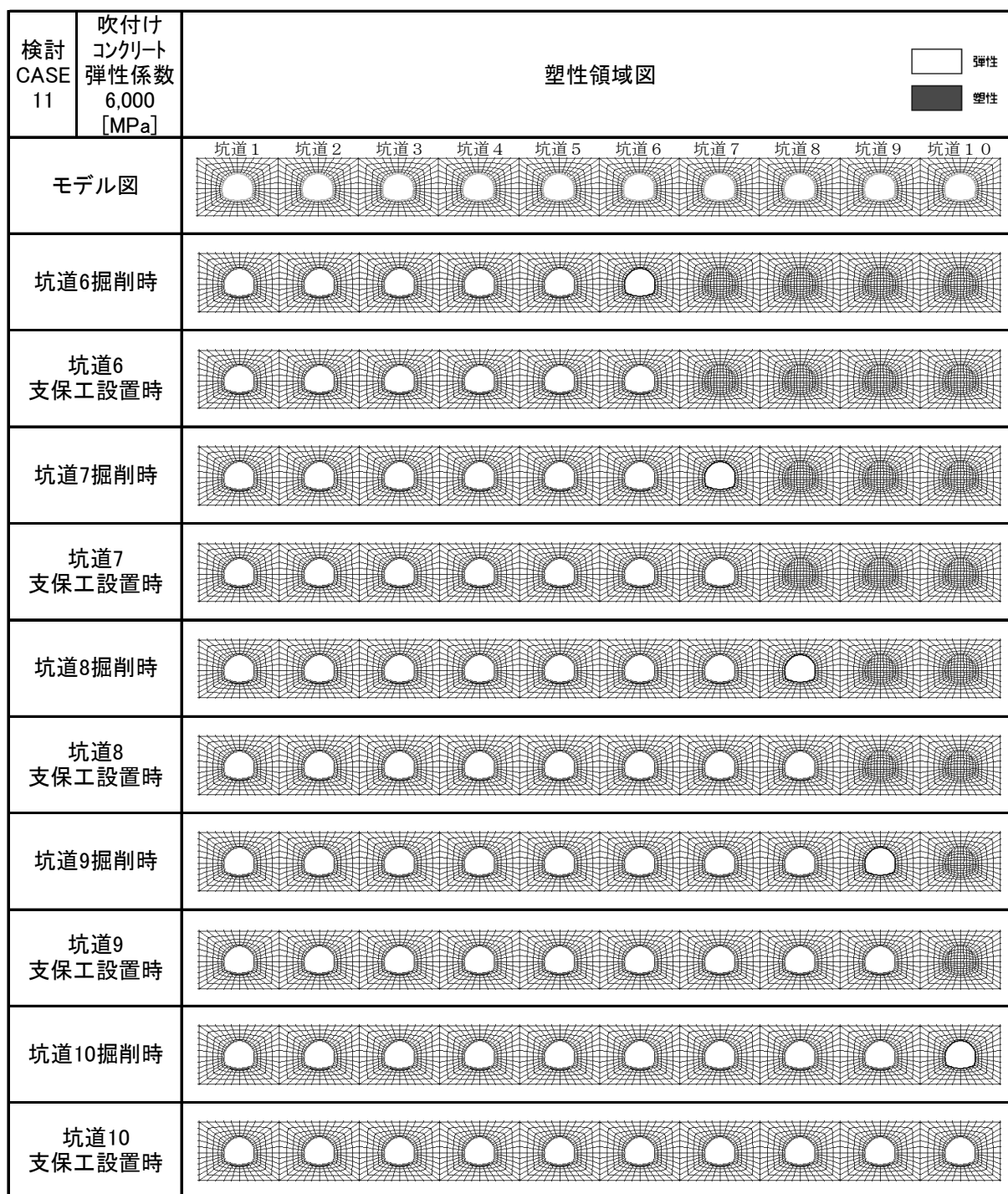


図 23 CASE11 の場合の各ステップ塑性領域図 (弾性係数 6,000[MPa]) 2/2

付録2 補助工法効果

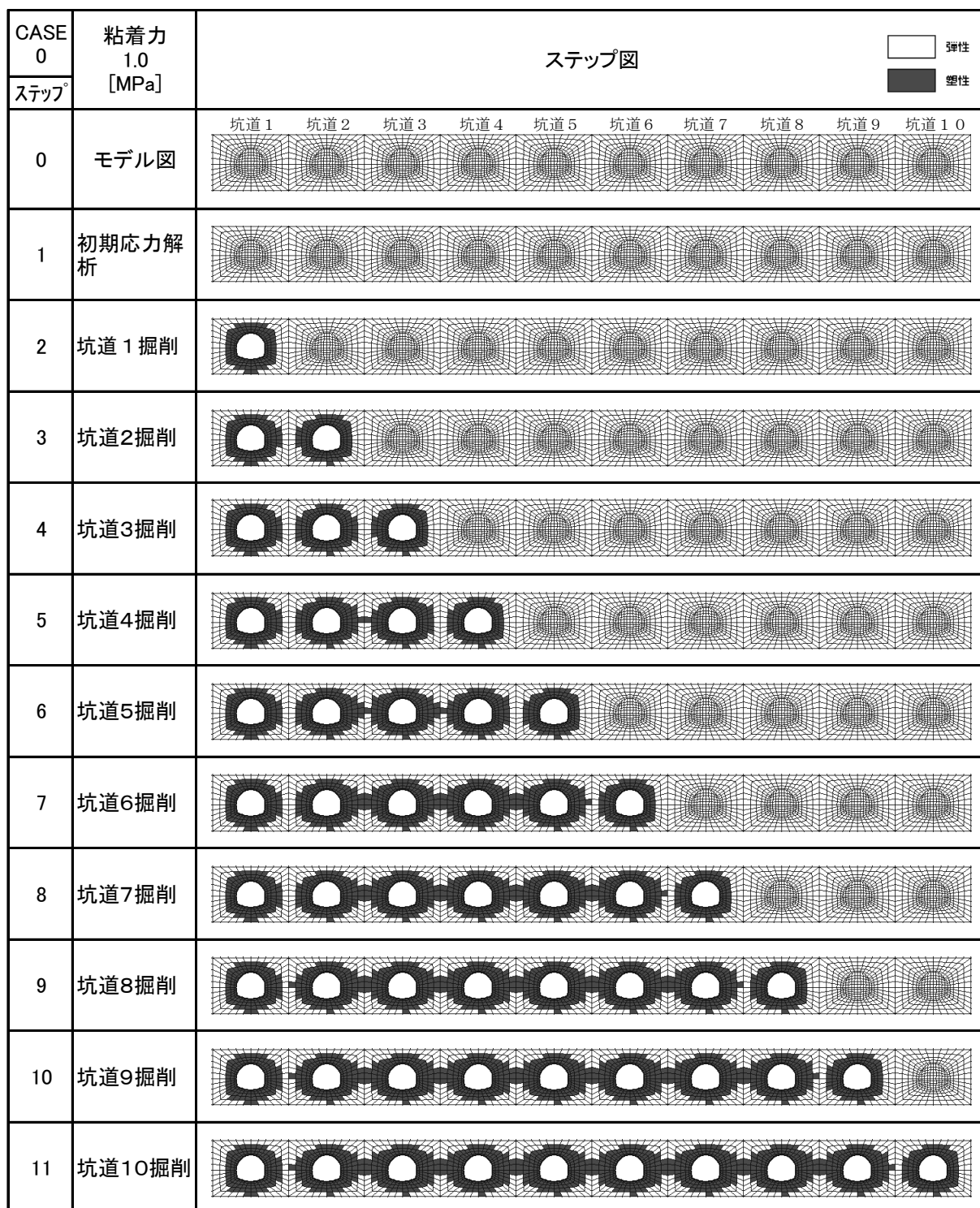


図24 CSSE0 : 改良無しの場合の各ステップ塑性領域図

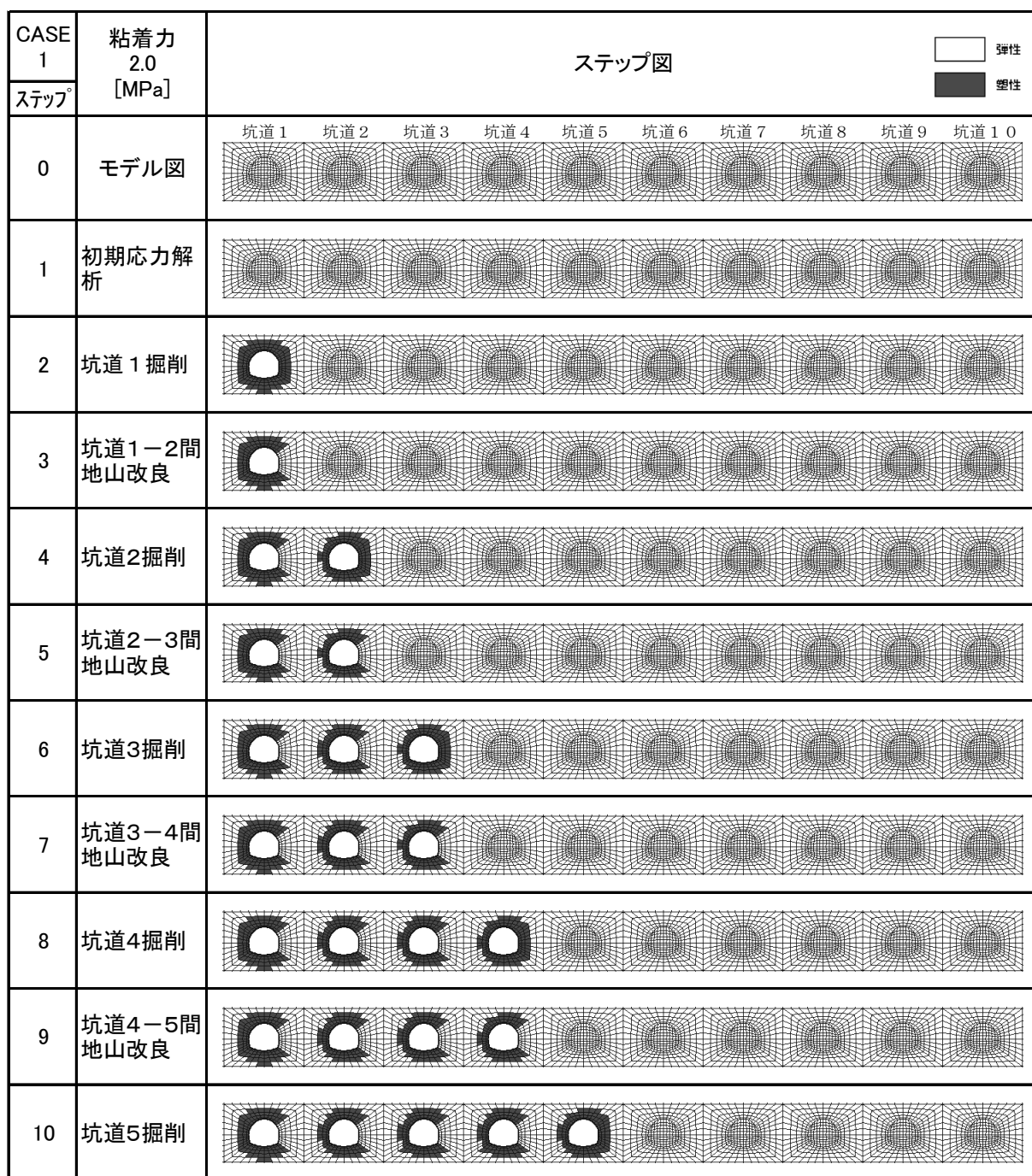


図 25 CSSE1 の場合の各ステップ塑性領域図 (1/2)

CASE 1	粘着力 2.0 [MPa]	ステップ図									
		<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> 坑道1坑道2坑道3坑道4坑道5坑道6坑道7坑道8坑道9坑道10 </div> <div style="display: flex; justify-content: center; align-items: center; margin-top: 5px;"> <div style="width: 15px; height: 15px; border: 1px solid black; background-color: white; margin-right: 5px;"></div> 弾性 <div style="width: 15px; height: 15px; border: 1px solid black; background-color: black; margin-left: 20px; margin-right: 5px;"></div> 塑性 </div>									
ステップ											
0	モデル図										
11	坑道5-6間 地山改良										
12	坑道6掘削										
13	坑道6-7間 地山改良										
14	坑道7掘削										
15	坑道7-8間 地山改良										
16	坑道8掘削										
17	坑道8-9間 地山改良										
18	坑道9掘削										
19	坑道9-10 間地山改良										
20	坑道10掘削										

図 25 CSSE1 の場合の各ステップ塑性領域図 (2/2)

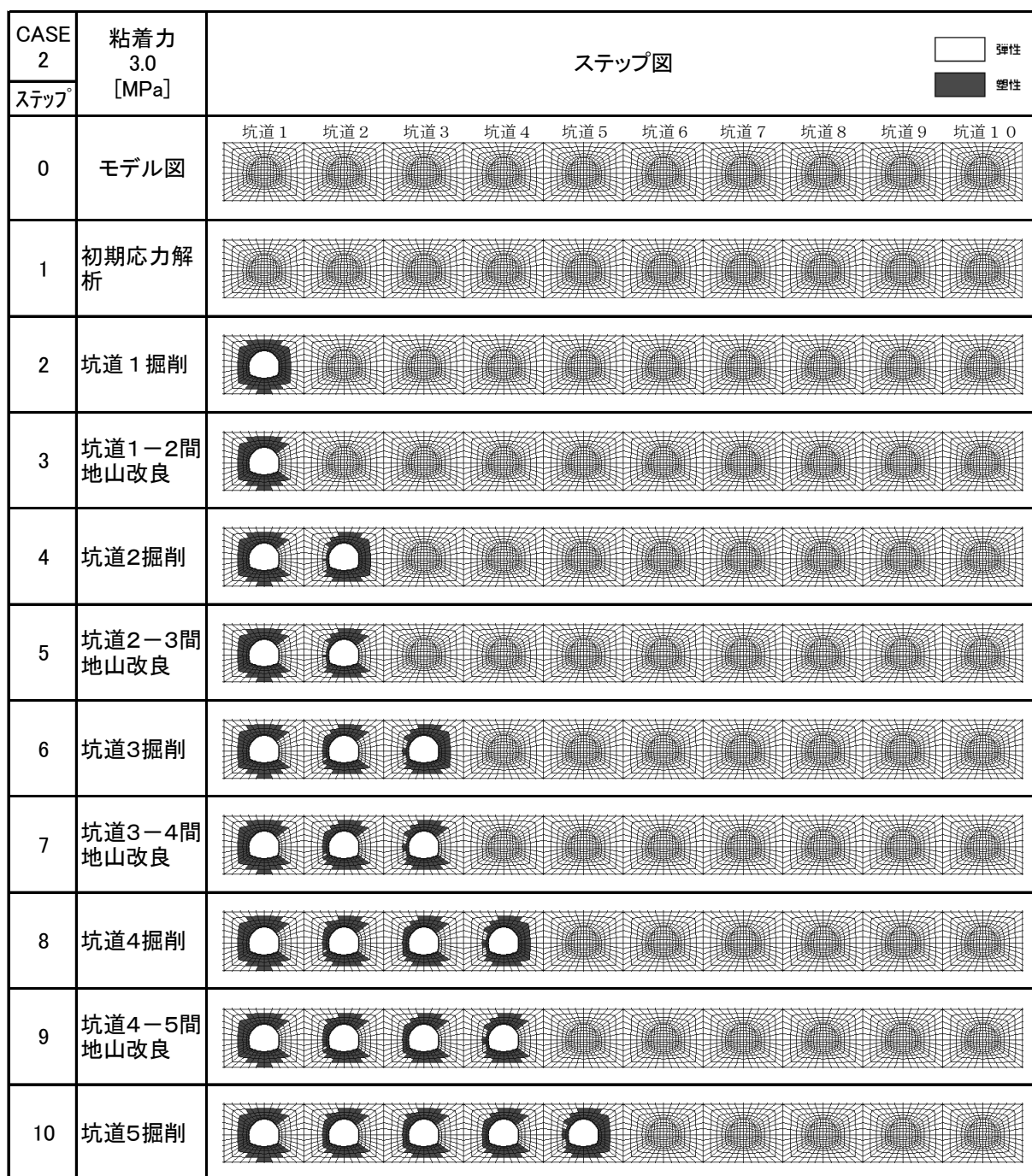


図 26 CSSE2 の場合の各ステップ塑性領域図 (1/2)

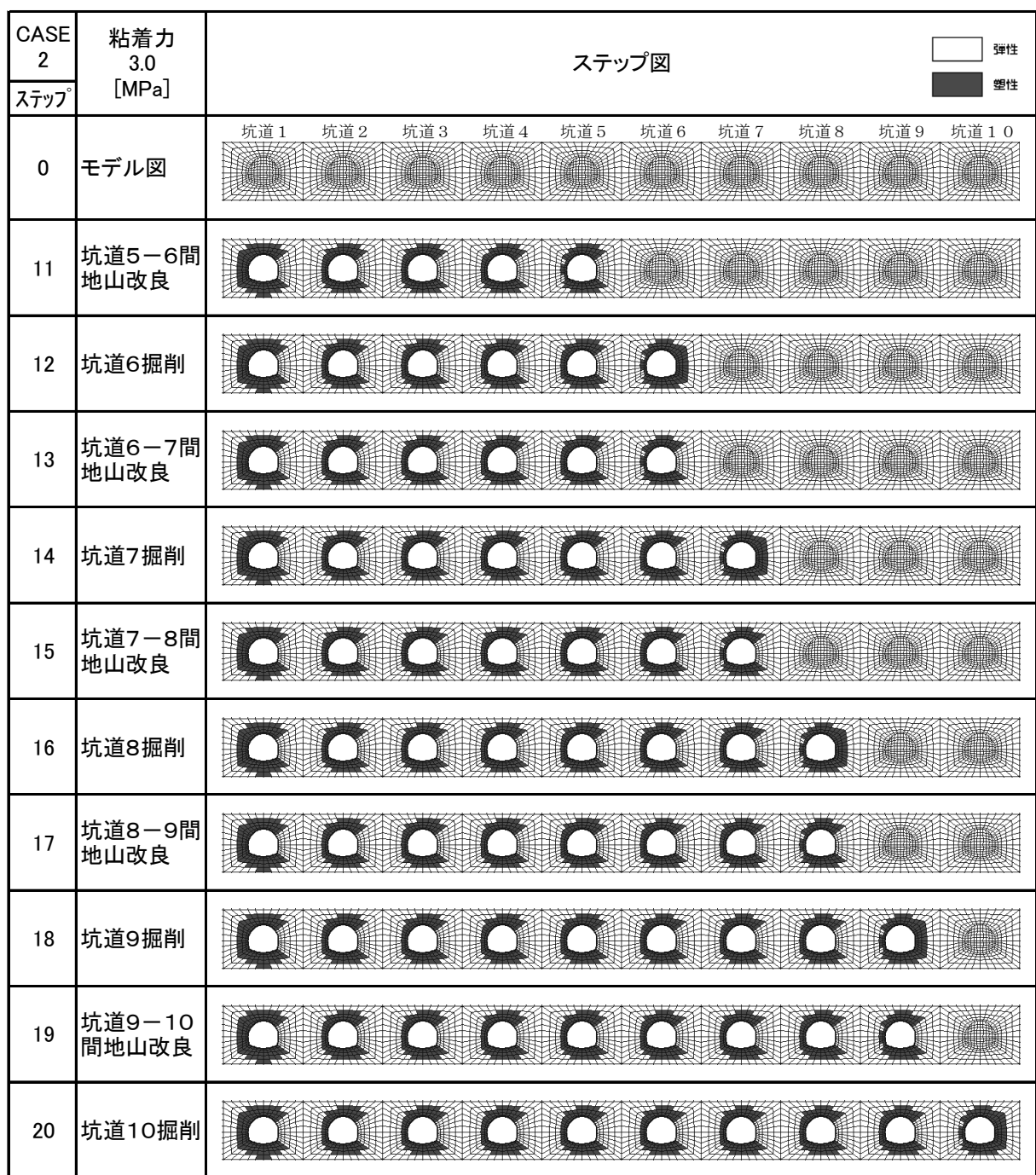


図 26 CSSE2 の場合の各ステップ塑性領域図 (2/2)

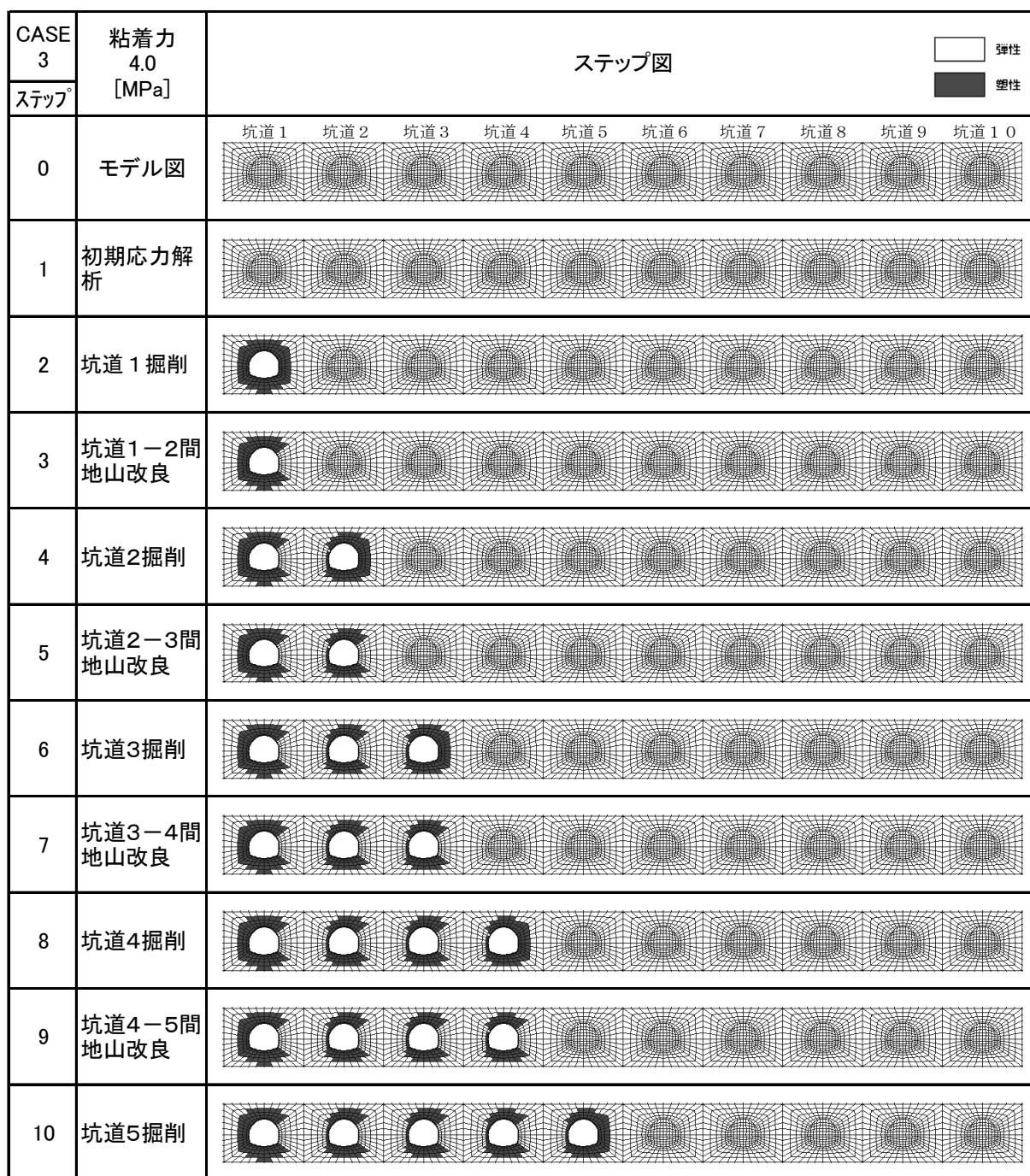


図 27 CSSE3 の場合の各ステップ塑性領域図 (1/2)

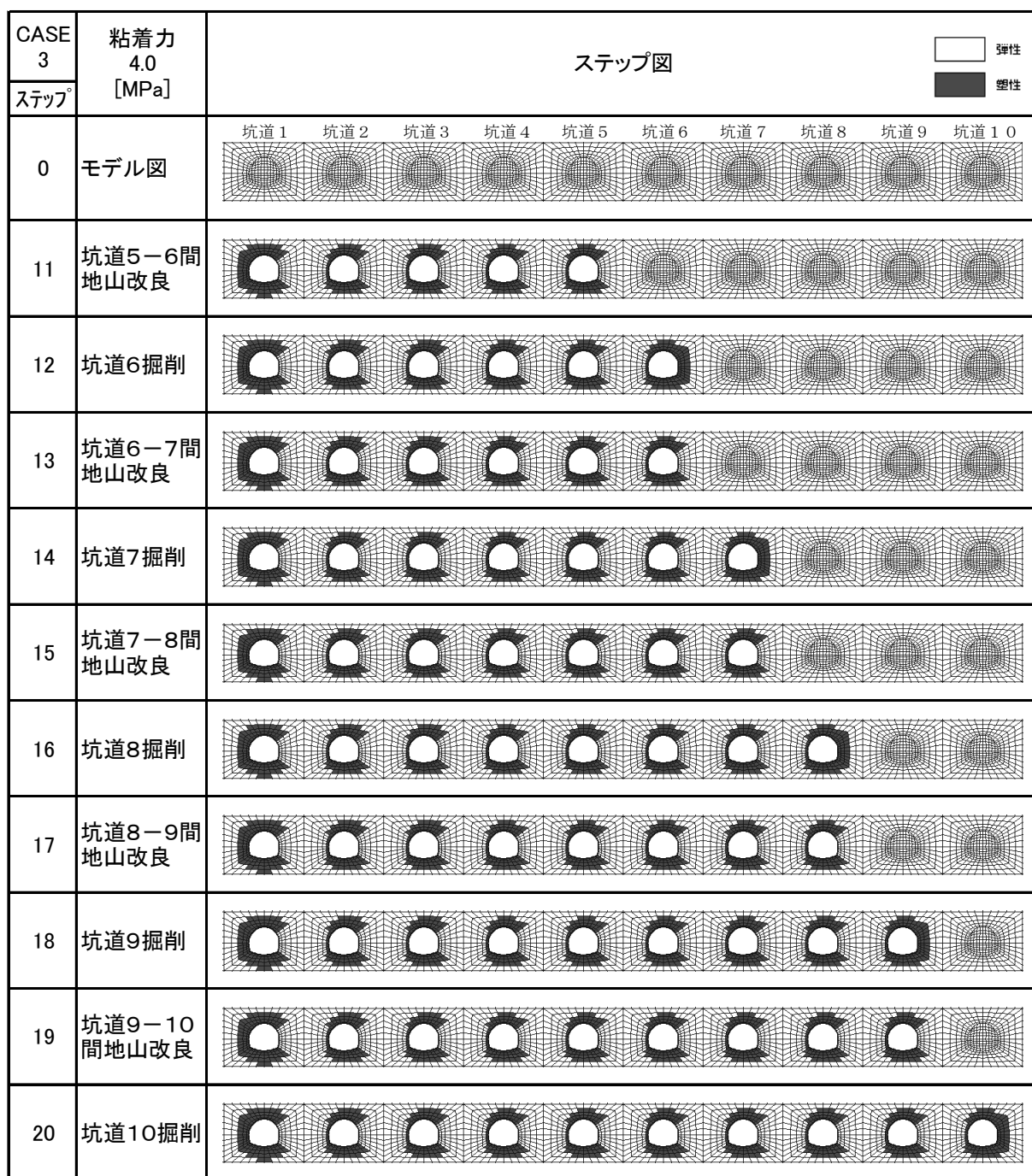


図 27 CSSE3 の場合の各ステップ塑性領域図 (2/2)

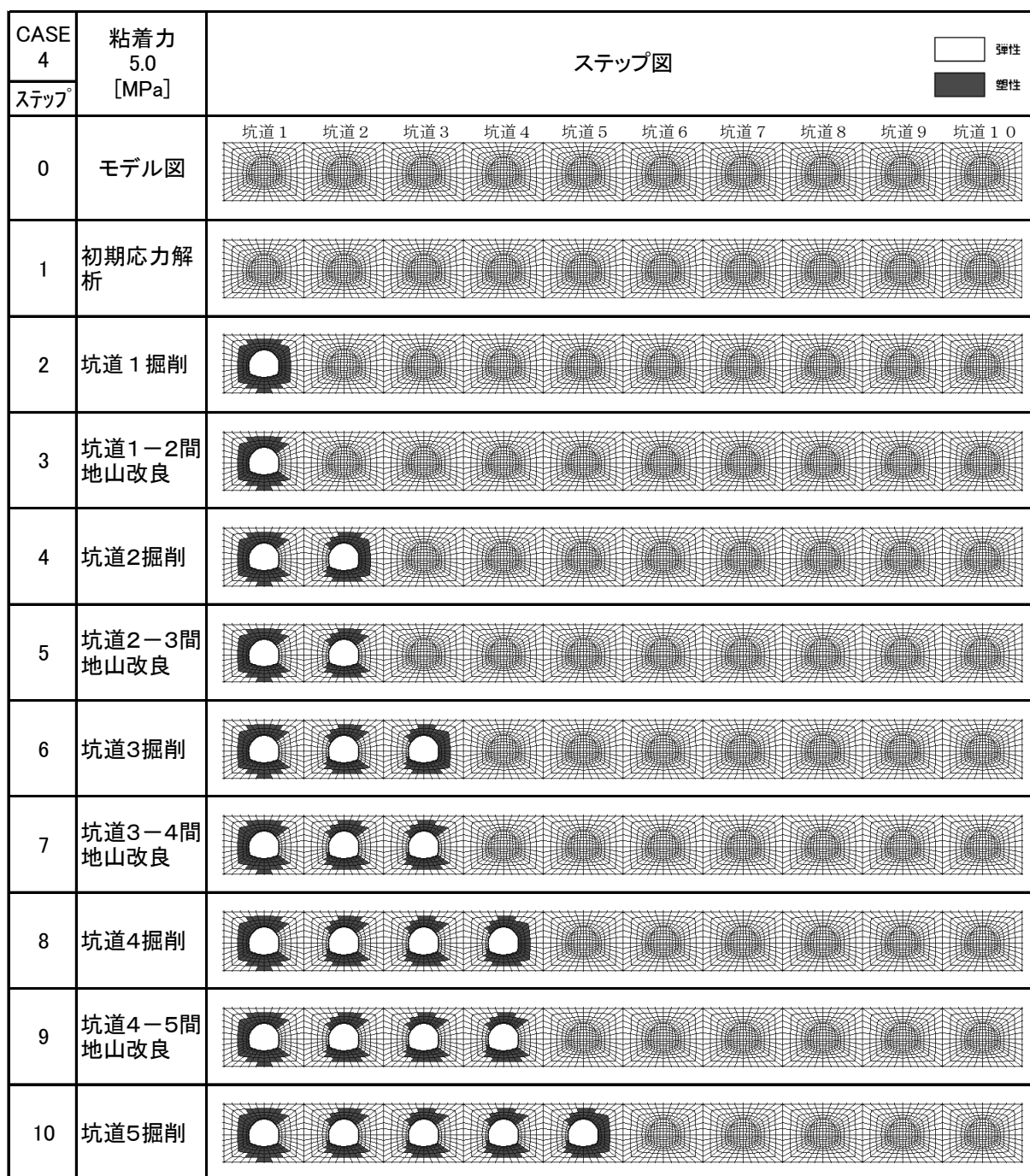


図 28 CSSE4 の場合の各ステップ塑性領域図 (1/2)

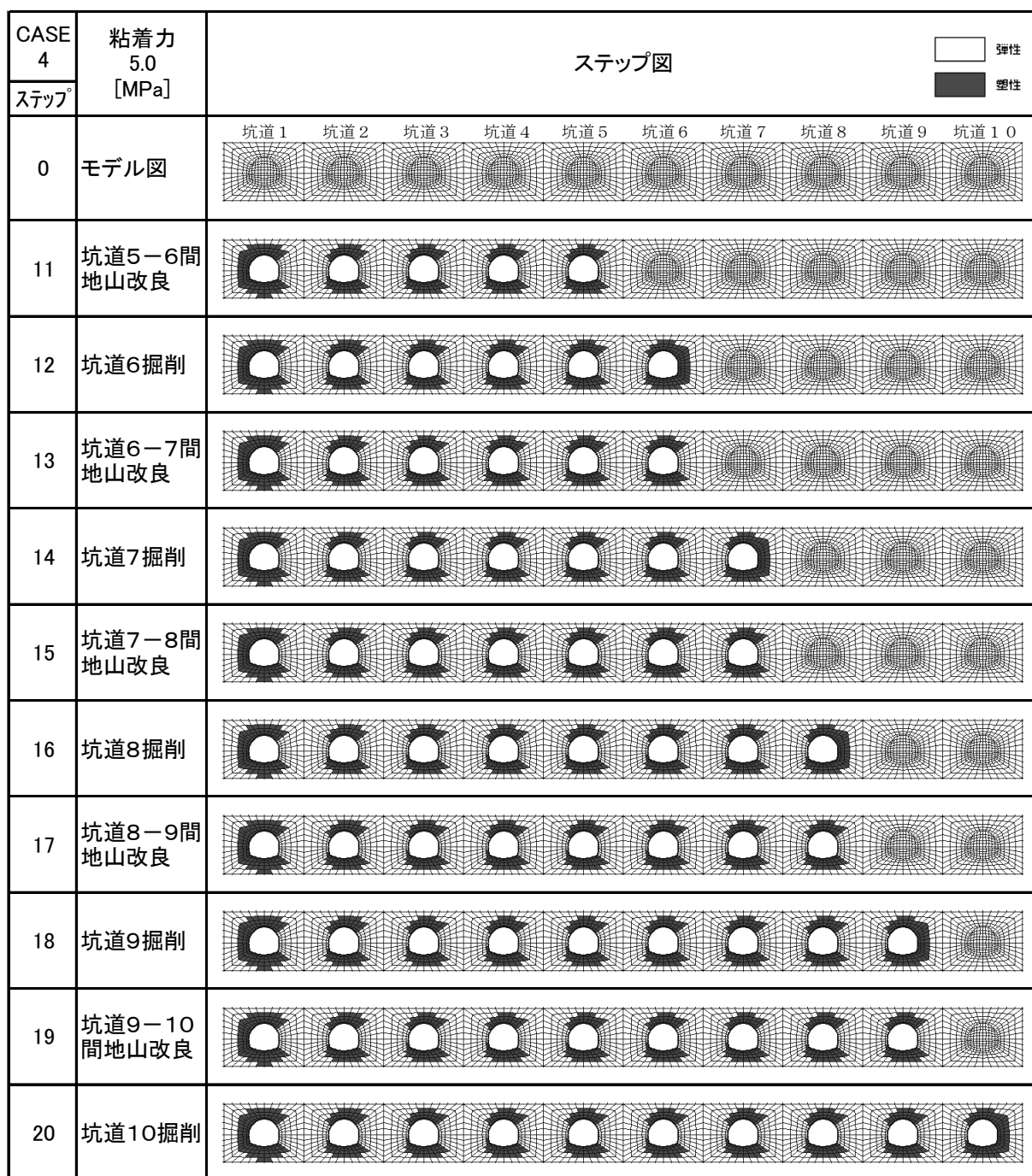


図 28 CSSE4 の場合の各ステップ塑性領域図 (2/2)

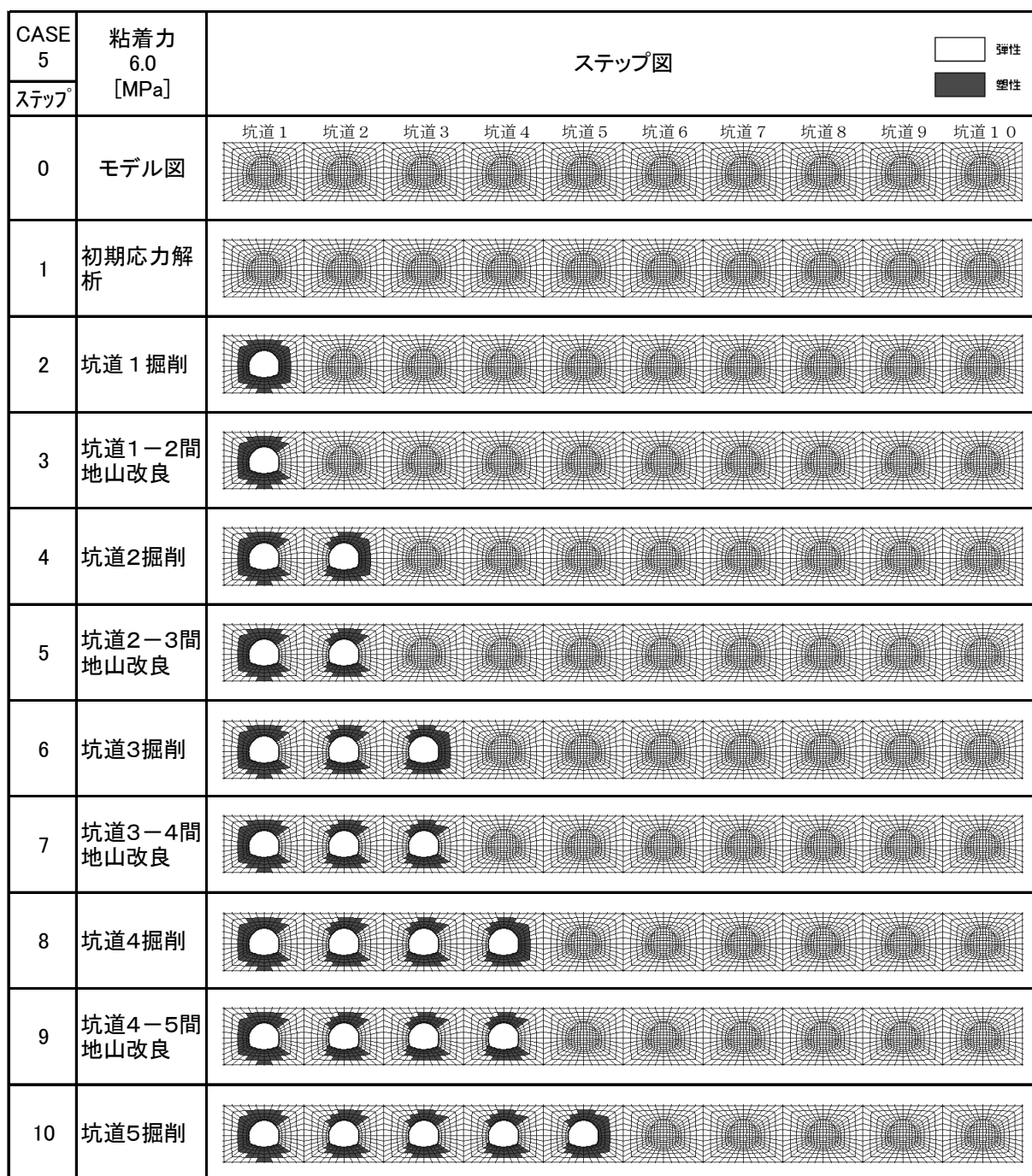


図 29 CSSE5 の場合の各ステップ塑性領域図 (1/2)

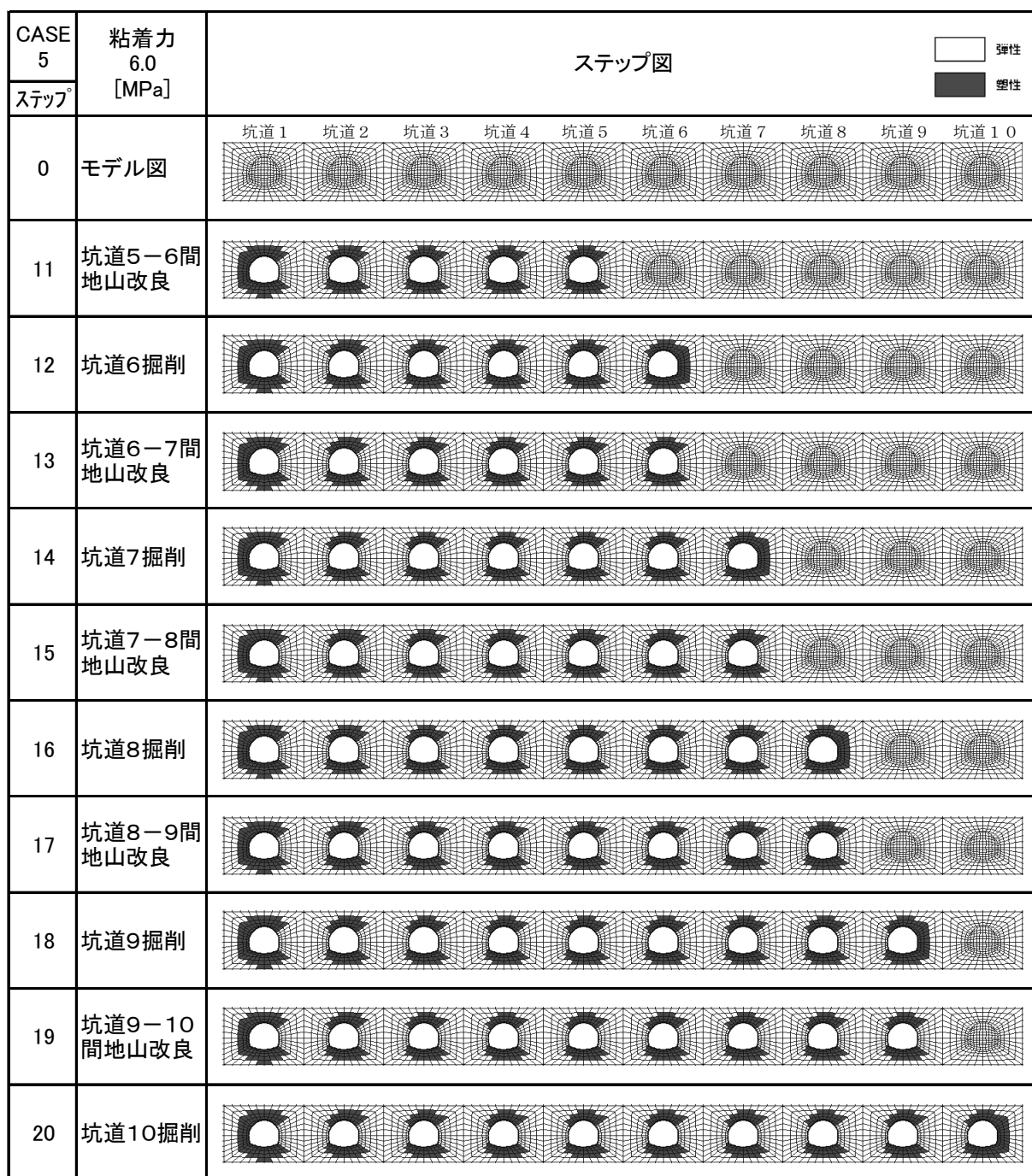


図 29 CSSE5 の場合の各ステップ塑性領域図 (2/2)

This is a blank page.

国際単位系 (SI)

表1. SI基本単位

基本量	SI基本単位	
	名称	記号
長さ	メートル	m
質量	キログラム	kg
時間	秒	s
電流	アンペア	A
熱力学温度	ケルビン	K
物質的量	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	立方メートル	m ³
速度	メートル毎秒	m/s
加速度	メートル毎秒毎秒	m/s ²
波数	毎メートル	m ⁻¹
密度, 質量密度	キログラム毎立方メートル	kg/m ³
面積密度	キログラム毎平方メートル	kg/m ²
比体積	立方メートル毎キログラム	m ³ /kg
電流密度	アンペア毎平方メートル	A/m ²
磁界の強さ	アンペア毎メートル	A/m
量濃度 ^(a) , 濃度	モル毎立方メートル	mol/m ³
質量濃度	キログラム毎立方メートル	kg/m ³
輝度	カンデラ毎平方メートル	cd/m ²
屈折率 ^(b)	(数字の)	1
比透磁率 ^(b)	(数字の)	1

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

表3. 固有の名称と記号で表されるSI組立単位

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

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

表4. 単位の中に固有の名称と記号を含むSI組立単位の例

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

表5. SI接頭語

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

表6. SIに属さないが、SIと併用される単位

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

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

名称	記号	SI単位で表される数値
電子ボルト	eV	1 eV=1.602 176 53(14)×10 ⁻¹⁹ J
ダルトン	Da	1 Da=1.660 538 86(28)×10 ⁻²⁷ kg
統一原子質量単位	u	1 u=1 Da
天文単位	ua	1 ua=1.495 978 706 91(6)×10 ¹¹ m

表8. SIに属さないが、SIと併用されるその他の単位

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

表9. 固有の名称をもつCGS組立単位

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

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

表10. SIに属さないその他の単位の例

名称	記号	SI単位で表される数値
キュリー	Ci	1 Ci=3.7×10 ¹⁰ Bq
レントゲン	R	1 R=2.58×10 ⁻⁴ C/kg
ラド	rad	1 rad=1 cGy=10 ⁻² Gy
レム	rem	1 rem=1 cSv=10 ⁻² Sv
ガンマ	γ	1 γ=1 nT=10 ⁻⁹ T
フェルミ	f	1 f=1 fm=10 ⁻¹⁵ m
メートル系カラット		1メートル系カラット=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	cal	1 cal=4.1868 J (「15°C」カロリ), 4.1868 J (「IT」カロリ), 4.184 J (「熱化学」カロリ)
マイクロン	μ	1 μ=1 μm=10 ⁻⁶ m

