

庄戸トンネル検討会

第3回検討会

資料

平成21年5月19日

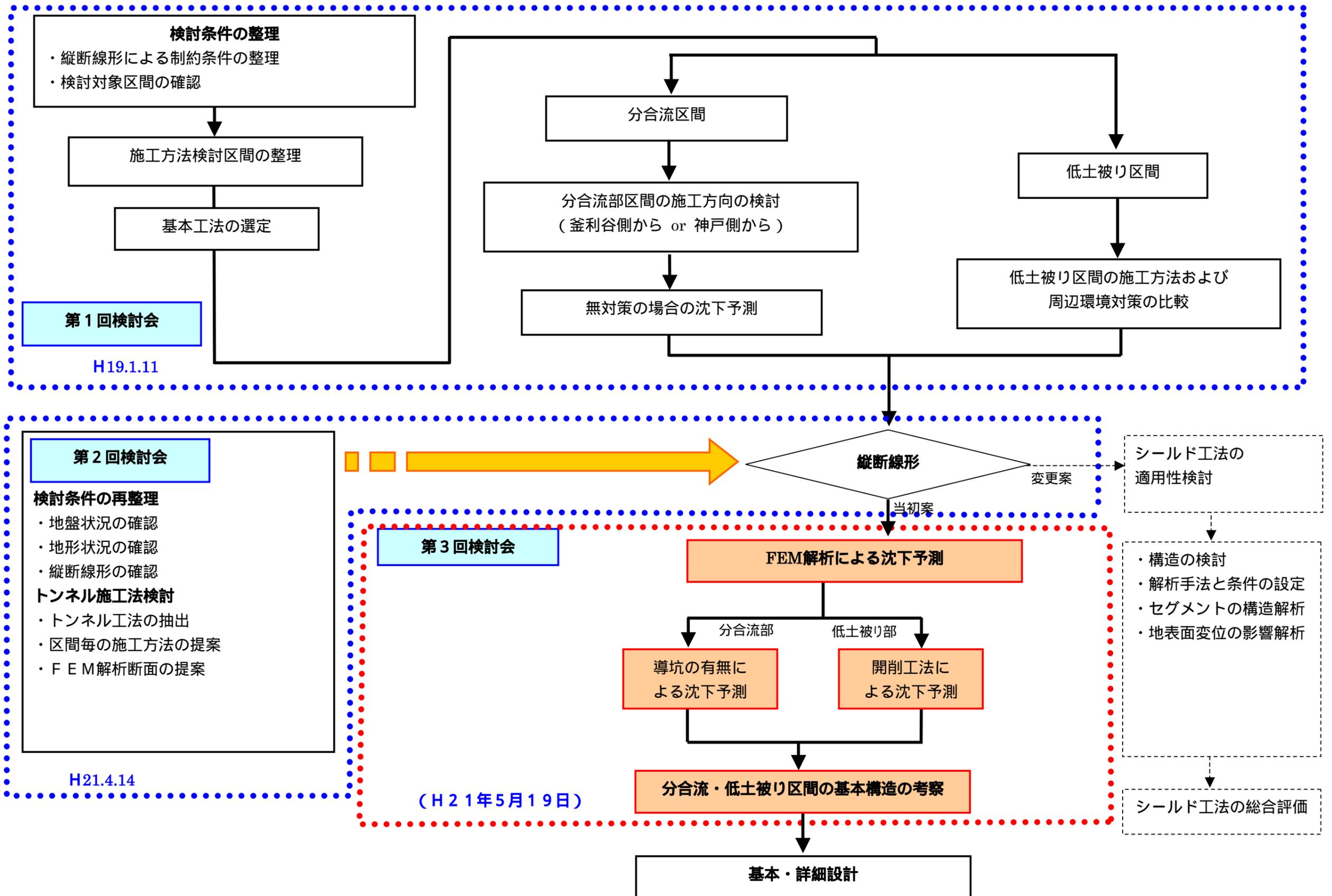
東日本高速道路株式会社 関東支社 横浜工事事務所

株式会社ネクスコ東日本エンジニアリング

目 次

1 . 検討フロー	1
2 . 前回議事要旨の確認	2
3 . 検討内容	3
3.1 地盤沈下に対する管理基準値の設定	4
3.2 分合流部の地表面沈下予測	5
3.3 低土被り部の地表面沈下予測	22
4 . まとめ	29
5 . 今後の課題	30

1. 検討フロー



2. 前回議事要旨の確認

第2回庄戸トンネル検討会

日 時 平成21年4月14日(火) 10:00 ~ 15:30

開催場所 現地視察：庄戸地区 10:30 ~ 11:30
検 討 会：TKP 横浜駅西口ビジネスセンター

出席者：委員

今田 徹	東京都立大学 名誉教授
岩井 勝彦	(株)高速道路総合技術研究所 研究アドバイザー
亀岡 美友	(社)日本建設機械化協会 施工技術総合研究所 技師長
真下 英人	(独)土木研究所 道路技術研究グループ グループ長
城間 博通	(株)高速道路総合技術研究所 トンネル研究担当部長

検討内容

検討の条件の再整理、分合流(大断面)区間、低土被り区間の施工方法及び解析断面の選定などについて再検討を行い、有識者より意見を伺った。

議事要旨 : 右表参照

< 検討会全般に関する意見 >

- ・今回の検討会では調査が進められた結果、検討の熟度を上げることができる。トンネルは大規模で複雑であり、様々な選択肢が考えられる。新しい知見を取り入れ、最も適した工法を選択していきたい。

< 検討条件の再整理に関する意見 >

- ・神戸橋をトンネル化する案は、ランプ縦断の変更を余儀なくされ、釜利谷ジャンクション周辺の樹木を大量に伐採することとなり、円海山の自然改変面積の増大が課題となる。
- ・さらに、釜利谷ジャンクションのランプトンネル内で分合流が生じるなど幾何構造が厳しくなるため、事故・渋滞リスクが増大するとともに、交通安全性や防災対策が課題となる。

< 分合流区間の施工方法等に関する意見 >

- ・分合流区間は、非開削工法(NATM工法)の適用性があると考えられる。
- ・これまでは、非開削工法の適用性の議論であったが、今回は、非開削工法を前提に、より良い施工を目指す段階である。無導坑の場合、いかに早期閉合を図り、切羽の安定性を保ちながら掘削するかが重要である。
- ・切羽の安定には、断面を分割し中壁を築造するより、底設導坑から早期閉合を優先する考え方もある。
- ・(大断面の場合、導坑方式に多くの実績があるが)沈下抑制には、無導坑方式で早期閉合を図ることも有効。
- ・切羽の安定は極めて重要。造成盛土部は全掘削断面を地盤改良すべきである。
- ・造成盛土部の地盤改良にあたっては、トンネルからの補助工法ではなく、地上からの施工が確実である。

< 低土被り区間の施工方法等に関する意見 >

- ・現地形を残すことを優先するのであれば、土被りが確保できないところに盛土してから施工する考えもある。
- ・跡地の有効活用も考えながら検討していくべきではないか。
- ・工法の選定にあたっては、土砂運搬の経路も考慮した施工計画の検討が必要となる。
- ・低土被り部は、土被りが確保できない区間もあるため、非開削工法の適用性は低いが、さらなる検討を続けていく。

< FEM 解析断面の選定に関する意見 >

- ・大断面を無導坑で施工するのであれば、今後は、さらに詳細な検討が必要になってくるだろう。
- ・低土被り区間の地盤変状についても確認した方が良い。

< その他 >

- ・今後は、トンネル横断方向の地下水の流れも把握していくべきだろう。
- ・今後は、耐震検討も行っていくべきだろう。

以 上

3 . 検討内容

第3回庄戸トンネル検討会では、以下の内容について検討を行う。

1 . F E M解析による沈下量・傾斜角の予測

庄戸トンネルは、大断面、近接、低土被りに加え、住宅密集地域を通過するといった特殊な条件を有している。このため、施工にあたっては切羽の安定だけでなく、周辺住宅に有害な影響を及ぼさないことが極めて重要となる。

第3回庄戸トンネル検討会では、数値解析により、地山挙動、地表面変位などの傾向を予測し、今後の設計・施工計画を検討するにあたっての予備的な検討を行う。

注)本資料は、検討会の意見を踏まえて、解析ケース(= 1)を追加している。

(1) 分合流部

非開削工法を前提として、現地調査結果を踏まえて一定の条件を設定し、沈下予測のケーススタディーを行う。

(2) 低土被り部

開削工法を前提として、現地調査結果を踏まえて一定の条件を設定し、沈下予測のケーススタディーを行う。

2 . 分合流・低土被り部の基本構造について

解析結果を踏まえて、庄戸地区の基本構造について考察する。

3 . 今後の検討課題

施工計画の検討、基本・詳細設計の実施にあたり、留意すべき点について提案する。

3.1 地盤沈下に対する管理基準値の設定

(1) 家屋に対する管理基準値の設定

家屋に対する管理基準値については、過年度に開催された第1回庄戸トンネル検討会において提示した以下の値とする。

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"> ・地表面沈下量 用地境界で 25mm 以下 ・地表面沈下による傾斜角 : 用地境界で 1/1,000 (rad) 以下 |
|--|

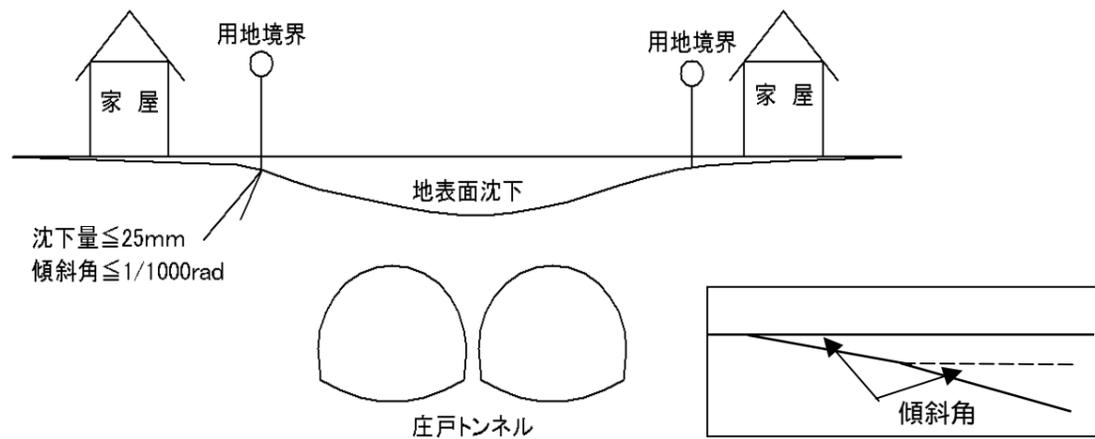


図 3.1.1 家屋に対する地表面の許容沈下量

平成 18 年度 首都圏中央連絡自動車道計画検討業務より

対象	文献名	管理基準値	採用値
家屋	地中構造物の建設に伴う近接施工指針	日本トンネル技術協会 S11.2	<ul style="list-style-type: none"> ・沈下：25mm ・傾斜角：1/1,000 (rad) (注) 採用値は、左表の値を考慮した。
	構造物等に近接した山岳トンネルの設計施工に関する研究報告書	日本トンネル技術協会 H4.3	
	土質基礎工学ライブラリ-34 近接施工	土質工学会 H1.9	

3.2 分合流部の地表面沈下予測

3.2.1 解析の目的

非開削工法を前提として、現地調査結果を踏まえて一定の条件を設定し、沈下予測のケーススタディーを行う。
分合流区間は山岳トンネル施工とし、複数の施工方法において地表面沈下等の周辺地盤変位量の推定、トンネルアーチ部の支保部材の発生断面力、変形の評価を行うための解析を行う。

(1)解析条件の整理

- ・ 解析断面は、盛土部、基盤部の各々で最大断面となる STA.6+00 (盛土部)、STA.6+30 (基盤部) とする。
- ・ 施工方法は、「無導坑方式」、「導坑方式」の2種類とする。

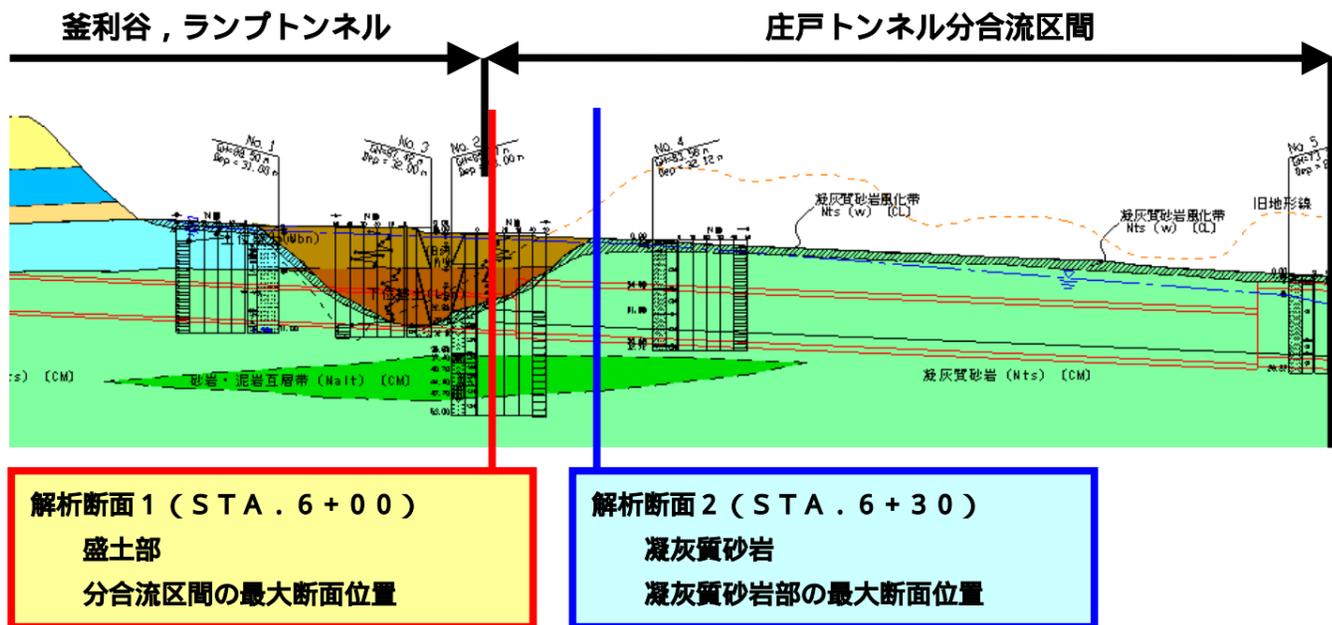


図 3.2.1 分合流部 FEM 解析対象箇所

3.2.2 盛土部の地盤改良の設定

(1)地盤改良工法

地盤改良工法については、以下のとおりとする。

地盤改良工法 : 高圧噴射攪拌工法

硬化材 : JG - 1 号 (強度発現型(標準タイプ))

(2)盛土部の改良範囲

改良範囲は改良目的を十分に満足するように設計しなければならない。調査を行った土質と水の条件、関連構造物の形や位置、あるいは掘削の形状や深さなどから応力分布、ゆるみ範囲、浸透の問題などを検討し、併せて環境条件を加味した改良範囲を設定する。

地盤改良範囲の設定について、現在使用されている設計方法としては下記があげられる。

過去の類似事例での実績を参考とする方法

テルツァギーの塑性領域から評価する方法

地山の梁効果により評価する方法

一般には過去の類似事例を参考に経験的に求められた下記の改良範囲が目安として用いられることが多い。

<地山補強を目的とする場合の改良範囲の目安>

トンネル壁面からの改良範囲 ; 2.0m ~ (D / 2)

$B = D / 2 \sim 5m$

$H_1 = 0.8 D \sim 6.0m$

$H_2 = 1.0m \sim 5.0m$ (特に間隙水圧によって決める) D : トンネル径

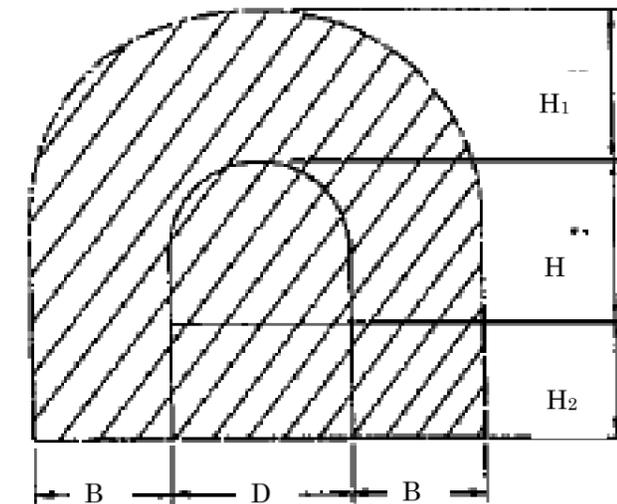


図 3.2.2 トンネル補強の場合の改良範囲図

出典 : 「補助工法の効率的な設計施工法に関する調査検討報告書 (日本道路公団本社委託)」平成 11 年 3 月
社団法人トンネル技術協会

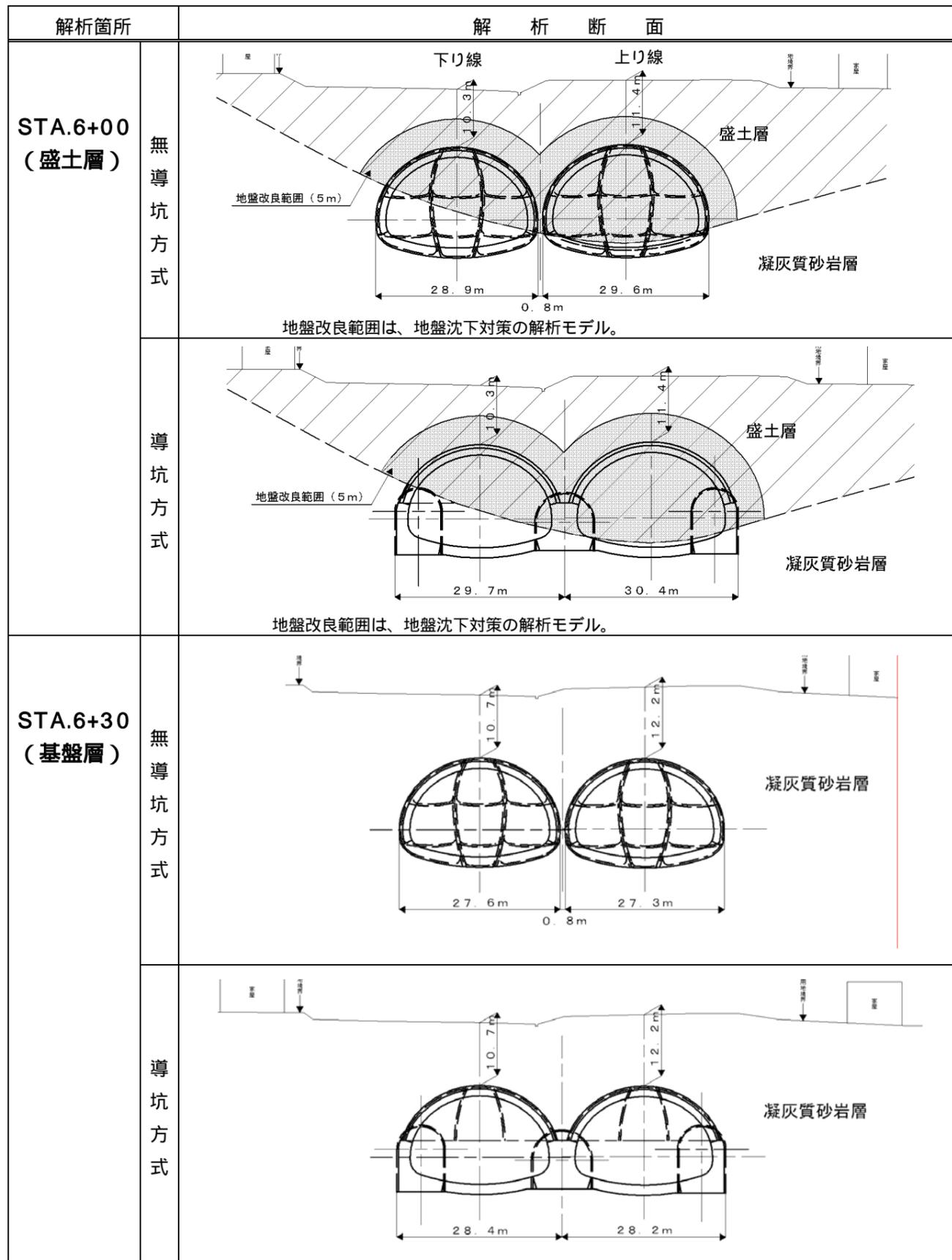


図 3.2.3 FEM 解析対象断面図

3.2.3 解析物性値

(1) 地盤定数

地盤定数については、既往の調査結果より下表のとおりとする。

現地盤の物性値

表 3.2.1 解析に用いる物性値(1)

地層	N値 (回)	単位体積 重量 (kN/m ³)	初期ポアソン比 α_0	変形係数 E_0 $E_0 = E_b$ (kN/m ²)	備考
bs 層(庄戸)	11	18.5	0.33	87,000	$\alpha = 4$
				21,000	$\alpha = 1$
Nts 層	126	19.6	0.30	1,472,000	$\alpha = 4$
				368,000	$\alpha = 1$

表 3.2.2 解析に用いる物性値(2)

地層	強度定数	
	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 (°)
bs 層(庄戸)	70	0
Nts 層	1,400	21

表 3.2.3 解析に用いる物性値(3)

地層	非線形定数					備考
	弾性限界 パラメータ k	非線形指数 a	破壊後 変形係数 E_f (kN/m ²)	破壊後 ポアソン比 α_f	引張強度 t (kN/m ²)	
bs 層(庄戸)	2.0	1.0	8,700	0.49	7	$\alpha = 4$
	2.0	1.0	2,100	0.49	7	$\alpha = 1$
Nts 層	6.0	3.0	14,700	0.49	499	$\alpha = 4$
	4.0	2.0	3,680	0.49	499	$\alpha = 1$

地盤改良後の盛土地盤の物性値

地盤改良後の盛土地盤の物性値は、既往の資料により下表のとおりとする。

(使用する物性値を赤枠で示す)

表 3.2.4 盛土地盤改良後の物性値

硬化材	土質	一軸圧縮強度 (MN/m ²)	粘着力 c (MN/m ²)	付着力 f (MN/m ²)	曲げ引張強度 (MN/m ²)	変形係数 E_{50} (MN/m ²)
JG-1号	砂質土	3	0.5	$\frac{1}{3}c$	$\frac{2}{3}c$	300
	粘性土	1	0.3			100
JG-2号	砂質土	2	0.4			200
JG-3号	砂質土	1	0.2			100
JG-4号	腐植土	0.3	0.1			30
JG-5号	粘性土	1	0.3	100		

(注)この表は、採取コアの試験結果より設定した、(4週強度)

(引用：ジェットグラウト工法技術資料(H19年9月)日本ジェットグラウト協会)

(2) 支保部材の物性値

支保部材の物性値は、下表のとおりとする。

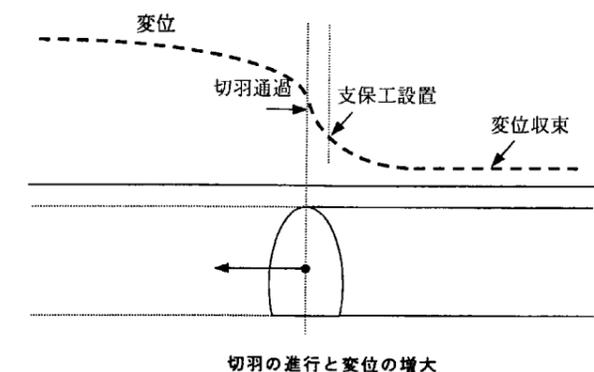
表 3.2.5 支保部材物性値

		変形係数 (N/mm ²)	ポアソン比	断面係数 (cm ³)	モデル化	適用
吹付け コンクリート	本坑・中壁	6,000	0.2		はり	高強度吹付け
	導坑	4,000	0.2		はり	在来吹付け
コンクリート (覆工・インバート・側壁)		2,800	0.2		平面要素	
鋼アーチ支保工	本坑・中壁	21,000	0.3	478	はり	高強度支保鋼
	導坑	21,000	0.3	472	はり	在来支保鋼

本坑支保部材、中壁支保部材は、二重支保。

(3) 掘削応力解放率

素掘時の掘削応力開放率は40%、支保設置後の掘削応力開放率は60%で行うことから、本設計でも掘削時40%・支保設置時60%とする。



切羽の進行と変位の増大

3.2.4 分合流部の解析結果

3.2.4-1 盛土層(STA.6+00)解析結果

= 4 の場合

(1) 地表面沈下および傾斜角

表 3.2.6 のとおり、用地境界の沈下量は、何れの解析ケースでも管理基準値を満足する。

地表面沈下による傾斜角は、自然地山の状態では右側用地境界部の管理基準値を満足しない。

表 3.2.6 地表面沈下量および傾斜角解析結果一覧

ケース	導坑の有無	地盤改良の有無	用地境界の沈下量 (単位：mm) 〔許容沈下量 = 25mm〕		地表面沈下による傾斜角 (単位：Rad) 〔許容傾斜角 = 1/1,000Rad〕		判定	トンネル直上の最大沈下量
			左側	右側	左側	右側		
1	導坑	無し	2	5	0.0/1000	3.1/1000	NG	239
2	あり	あり	3	3	0.2/1000	0.6/1000	OK	67
3	導坑	無し	3	11	0.1/1000	1.5/1000	NG	270
4	なし	あり	1	2	0.0/1000	0.7/1000	OK	38

(2) 支保部材応力照査結果

表 3.2.7 のとおり、吹付けコンクリートの応力度は、何れの解析ケースでも許容応力を満足する。

鋼アーチ支保工は、地盤改良なしの状態では許容応力満足しない。

表 3.2.7 支保部材応力照査結果一覧

ケース	導坑の有無	地盤改良の有無	吹付けコンクリート (単位：N/mm ²) 〔許容応力度 = 18N/mm ² 〕	鋼アーチ支保工 (単位：N/mm ²) 〔許容応力度 = 270N/mm ² 〕	判定
1	導坑あり	無し	3.0	300	NG
2	導坑あり	あり	3.3	177	OK
3	導坑なし	無し	3.5	429	NG
4	導坑なし	あり	2.1	198	OK

= 1 の場合

(1) 地表面沈下および傾斜角

表 3.2.8 のとおり、用地境界の沈下量は、自然地山の状態では右側の沈下量が管理基準値を満足しない。

地表面沈下による傾斜角は、自然地山の状態では右側用地境界部の傾斜角が管理基準値を満足しない。

表 3.2.8 地表面沈下量および沈下角解析結果一覧

ケース	導坑の有無	地盤改良の有無	用地境界の沈下量 (単位：mm) 〔許容沈下量 = 25mm〕		地表面沈下による傾斜角 (単位：Rad) 〔許容傾斜角 = 1/1,000Rad〕		判定	トンネル直上の最大沈下量
			左側	右側	左側	右側		
1	導坑	無し	10	29	0.4/1000	13/1000	NG	836
2	あり	あり	5	5	0.3/1000	0.7/1000	OK	84
3	導坑	無し	16	36	0.7/1000	9.9/1000	NG	950
4	なし	あり	3	4	0.2/1000	0.9/1000	OK	58

(2) 支保部材応力照査結果

表 3.2.9 のとおり、吹付けコンクリートの応力度は、何れの解析ケースでも許容値を下回る。

鋼アーチ支保工は、地盤改良なしの状態では許容応力を満足しない。

表 3.2.9 支保部材応力照査結果一覧

ケース	導坑の有無	地盤改良の有無	吹付けコンクリート (単位：N/mm ²) 〔許容応力度 = 18N/mm ² 〕	鋼アーチ支保工 (単位：N/mm ²) 〔許容応力度 = 270N/mm ² 〕	判定
1	導坑あり	無し	3.3	359	NG
2		あり	3.1	165	OK
3	導坑なし	無し	3.7	636	NG
4		あり	2.3	155	OK

3.2.4-2 基盤層(STA.6+30)解析結果

= 4 の場合

(1) 地表面沈下および傾斜角

表 3.2.10 のとおり、用地境界の沈下量、地表面沈下による傾斜角ともに何れの解析ケースでも管理基準値を満足する。

表 3.2.10 地表面沈下量および傾斜角解析結果一覧

ケース	導坑の有無	地盤改良の有無	用地境界の沈下量 (単位：mm) 〔許容沈下量 = 25mm〕		地表面沈下による傾斜角 (単位：Rad) 〔許容傾斜角 = 1/1,000Rad〕		判定	トンネル直上の最大沈下量
			左側	右側	左側	右側		
			1	導坑あり	無し	1		
2	導坑なし	無し	1	1	0.1/1000	0.5/1000	OK	9

(2) 支保部材応力照査結果

表 3.2.11 のとおり、吹付けコンクリート、鋼アーチ支保鋼の応力度ともに、何れの解析ケースでも許容応力度を満足する。

表 3.2.11 支保部材応力照査結果一覧

ケース	導坑の有無	地盤改良の有無	吹付けコンクリート (単位：N/mm ²) 〔許容応力度 = 18N/mm ² 〕	鋼アーチ支保工 (単位：N/mm ²) 〔許容応力度 270N/mm ² 〕	判定
1	導坑あり	無し	2.1	198	OK
2	導坑なし	無し	1.9	96	OK

= 1 の場合

(1) 地表面沈下および傾斜角

表 3.2.12 のとおり、用地境界の沈下量、地表面沈下による傾斜角ともに何れの解析ケースでも管理基準値を満足する。

表 3.2.12 地表面沈下量および傾斜角解析結果一覧

ケース	導坑の有無	地盤改良の有無	用地境界の沈下量 (単位：mm) 〔許容沈下量 = 25mm〕		地表面沈下による傾斜角 (単位：Rad) 〔許容傾斜角 = 1/1,000Rad〕		判定	トンネル直上の最大沈下量
			左側	右側	左側	右側		
			1	導坑あり	無し	2		
2	導坑なし	無し	4	3	0.4/1000	0.3/1000	OK	29

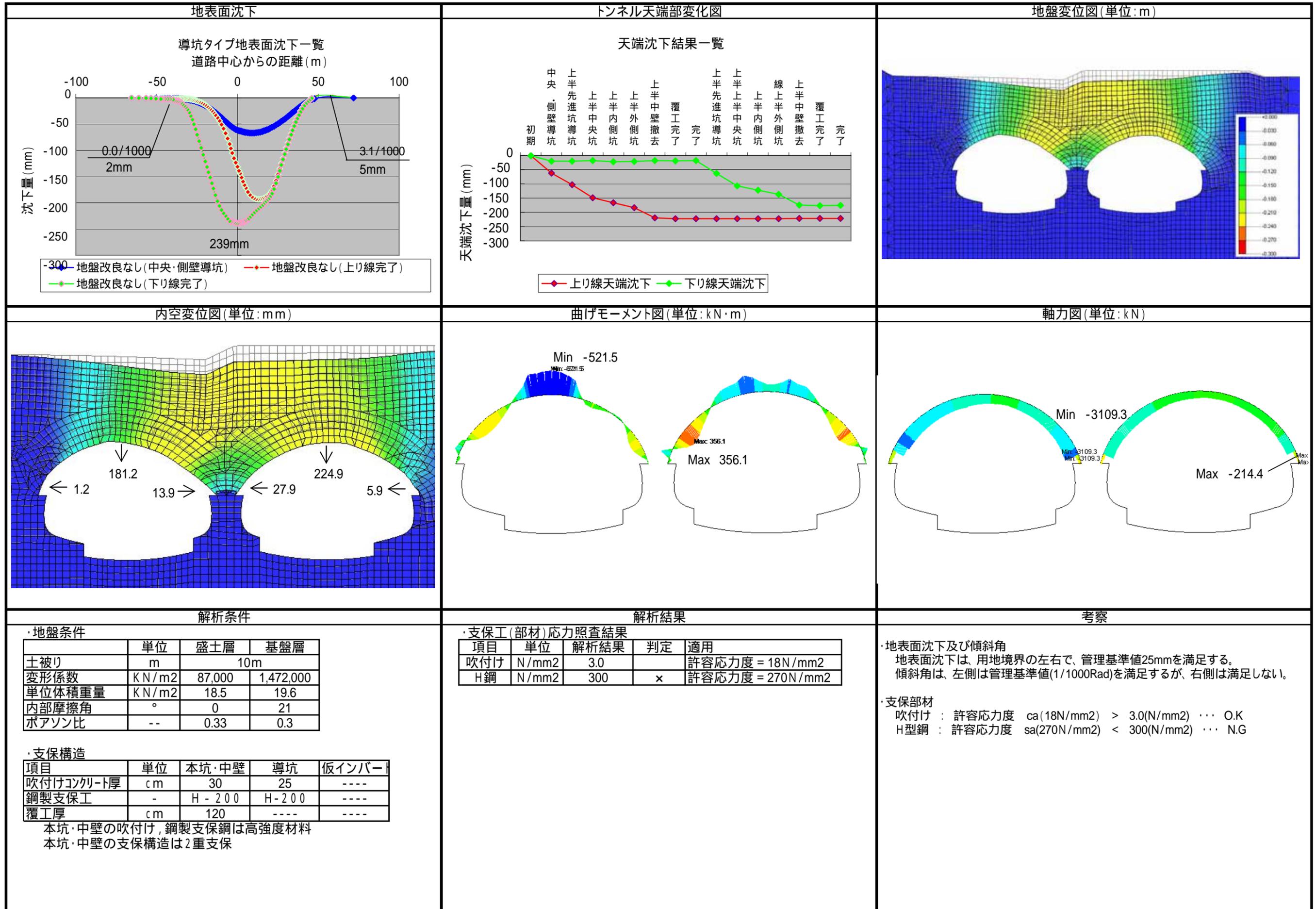
(2) 支保部材応力照査結果

表 3.2.13 のとおり、吹付けコンクリート、鋼アーチ支保鋼の応力度ともに、何れの解析ケースでも許容応力度を満足する。

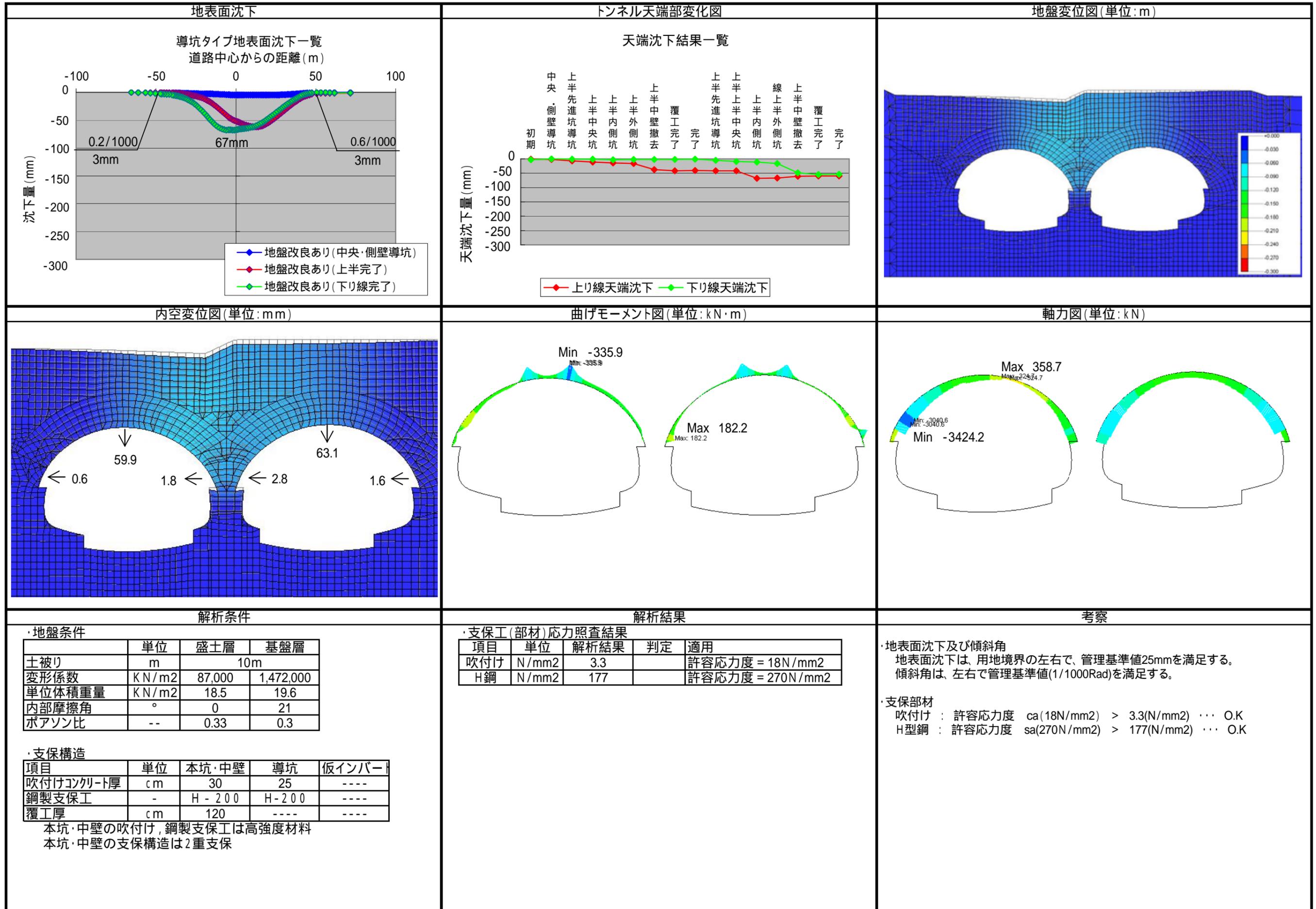
表 3.2.13 支保部材応力照査結果一覧

ケース	導坑の有無	地盤改良の有無	吹付けコンクリート (単位：N/mm ²) 〔許容応力度 = 18N/mm ² 〕	鋼アーチ支保工 (単位：N/mm ²) 〔許容応力度 = 270N/mm ² 〕	判定
1	導坑あり	無し	3.0	153	OK
2	導坑なし	無し	1.8	193	OK

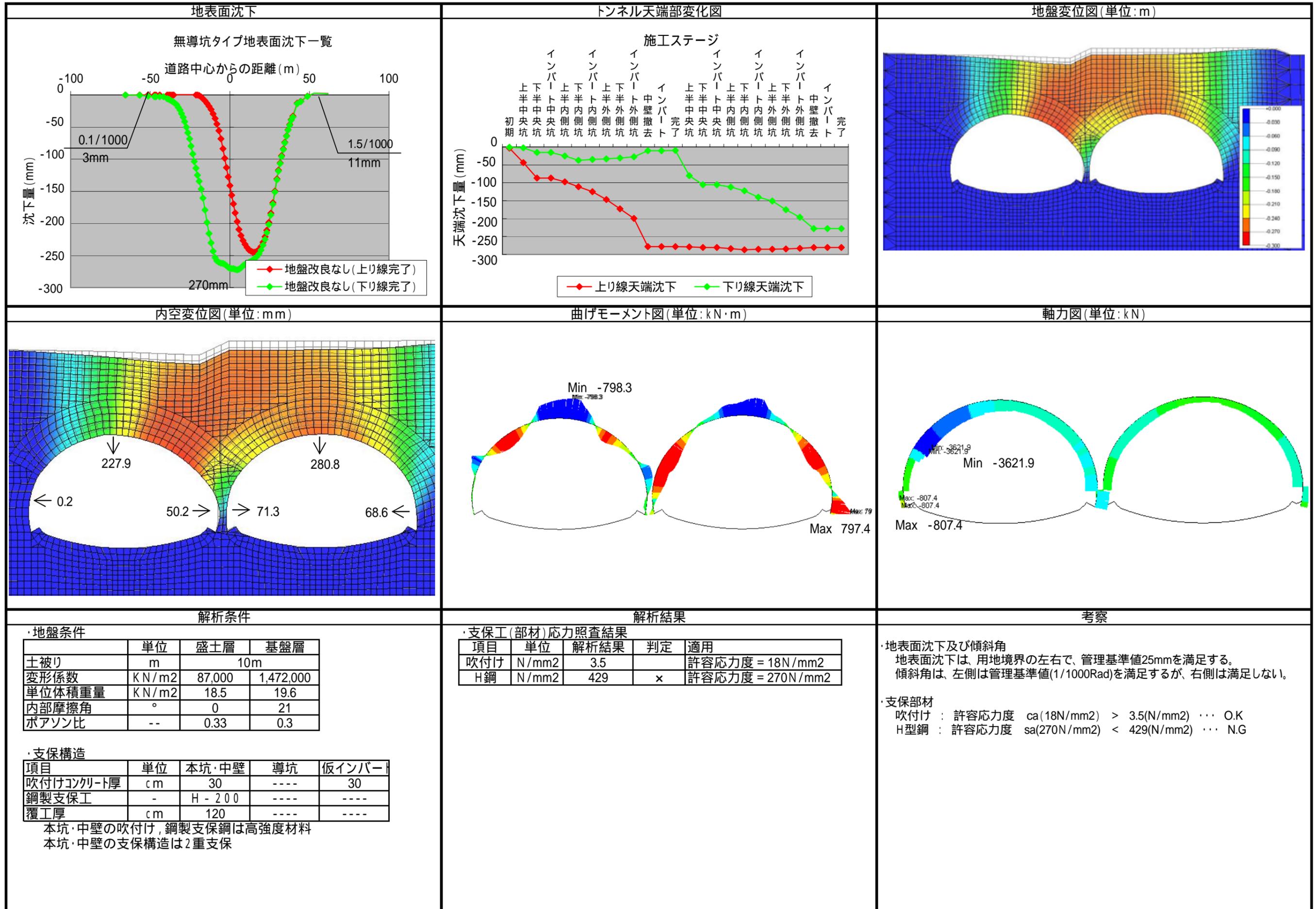
解析結果 盛土層(STA.6+00) 導坑タイプ(地盤改良なし) 変形係数の = 4の場合



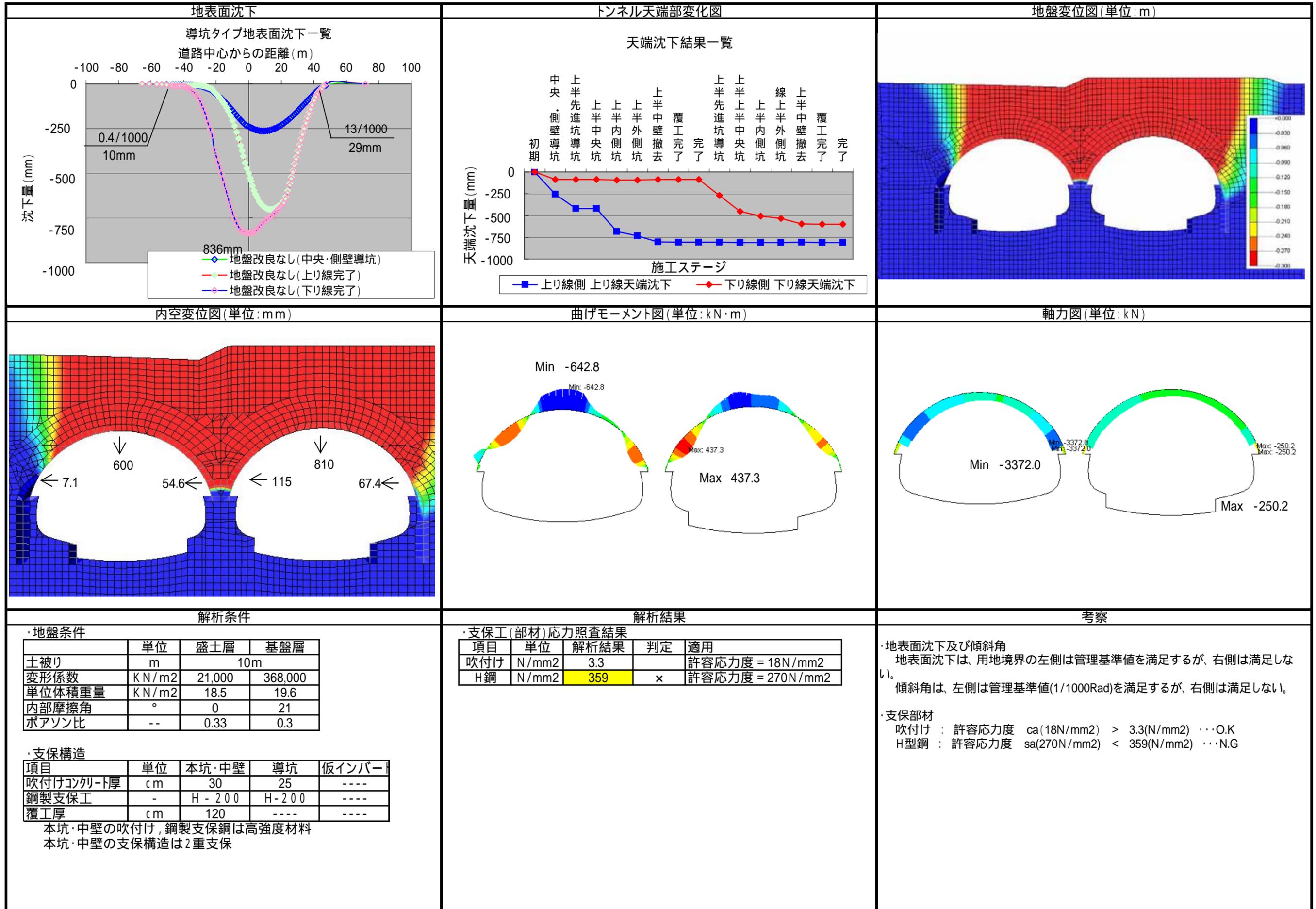
解析結果 盛土層(STA.6+00) 導坑タイプ(地盤改良あり) 変形係数の = 4の場合



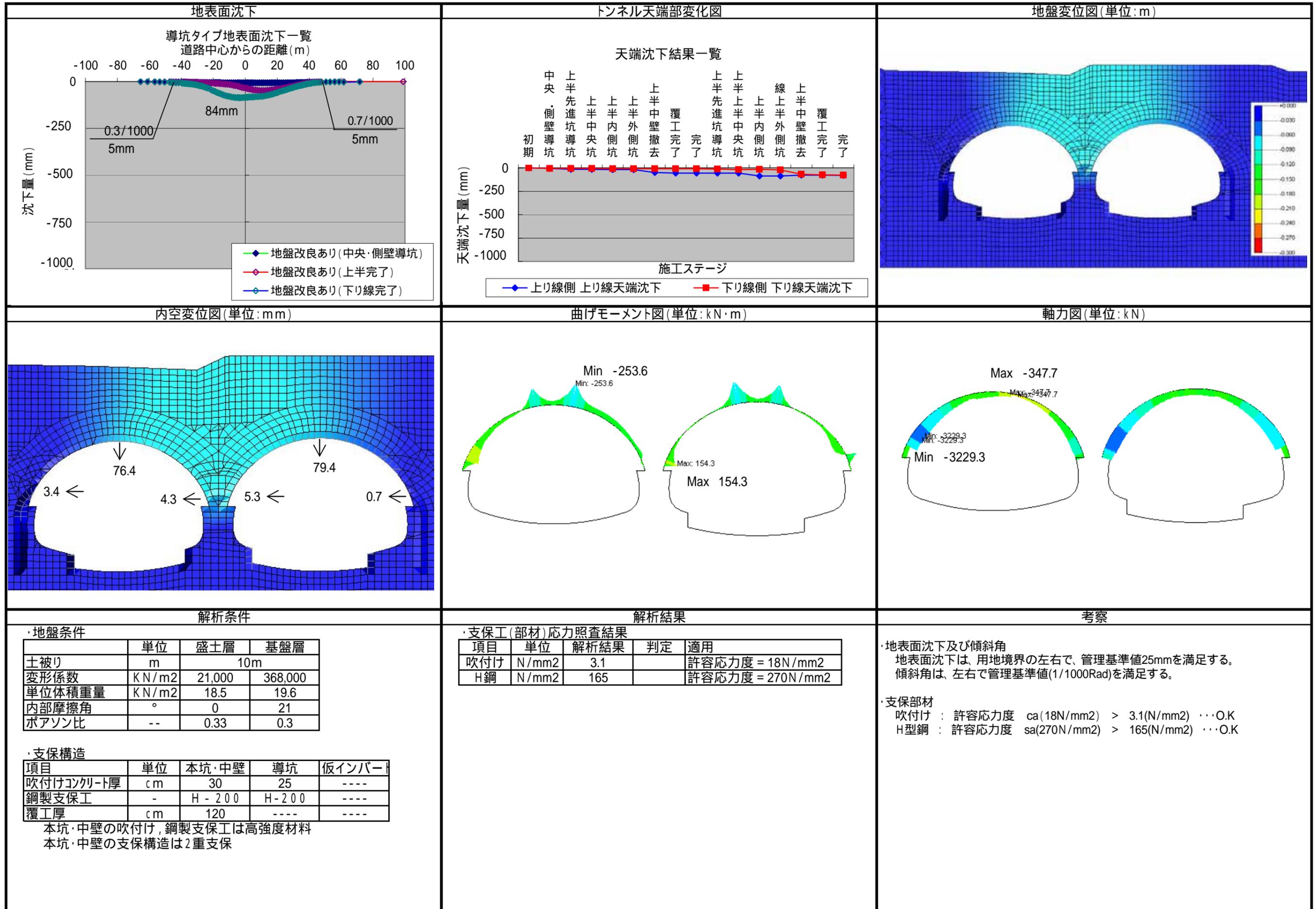
解析結果 盛土層(STA.6+00) 無導坑タイプ(地盤改良なし) 変形係数の = 4の場合



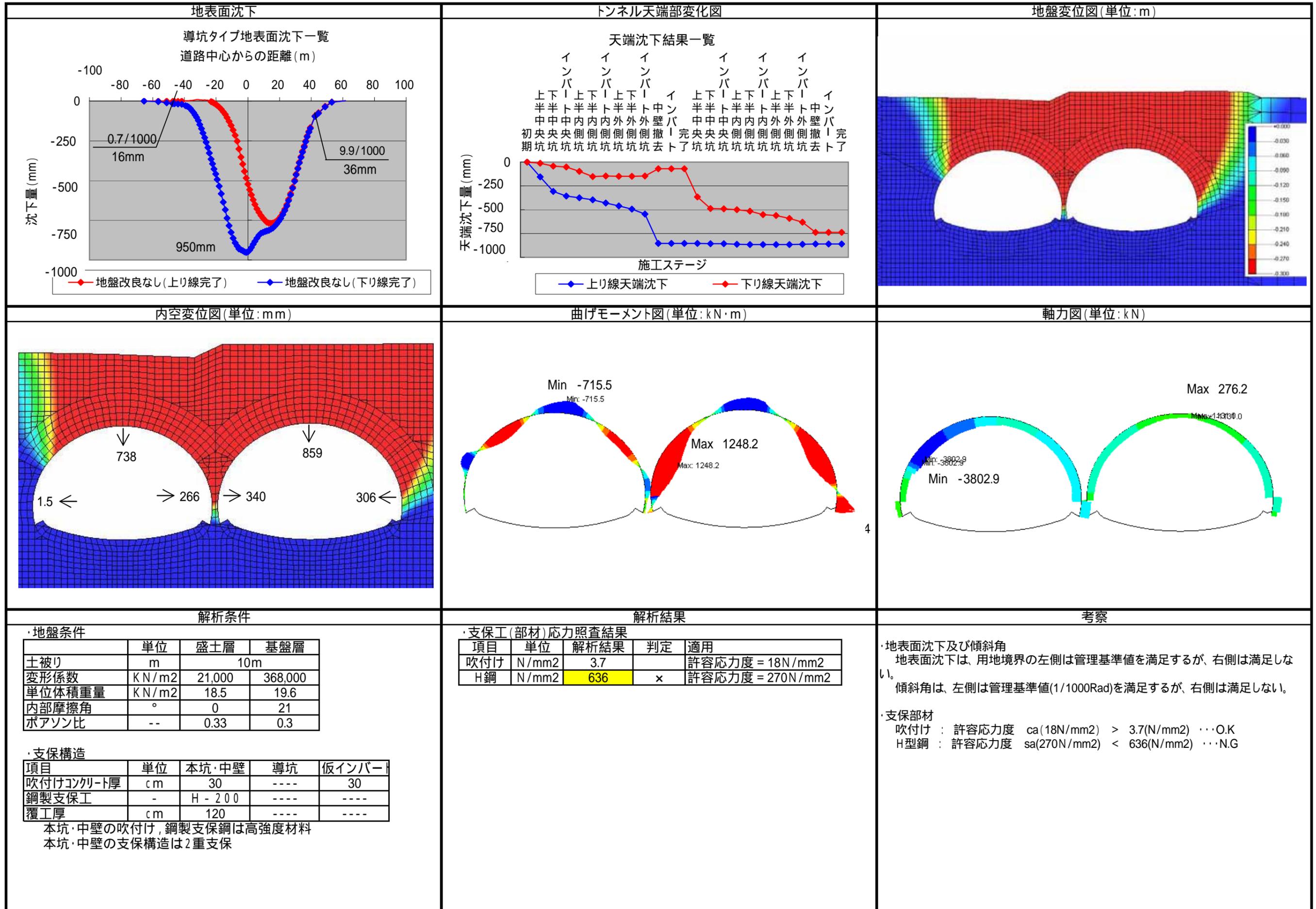
解析結果 盛土層(STA.6+00) 導坑タイプ(地盤改良なし) 変形係数の = 1の場合



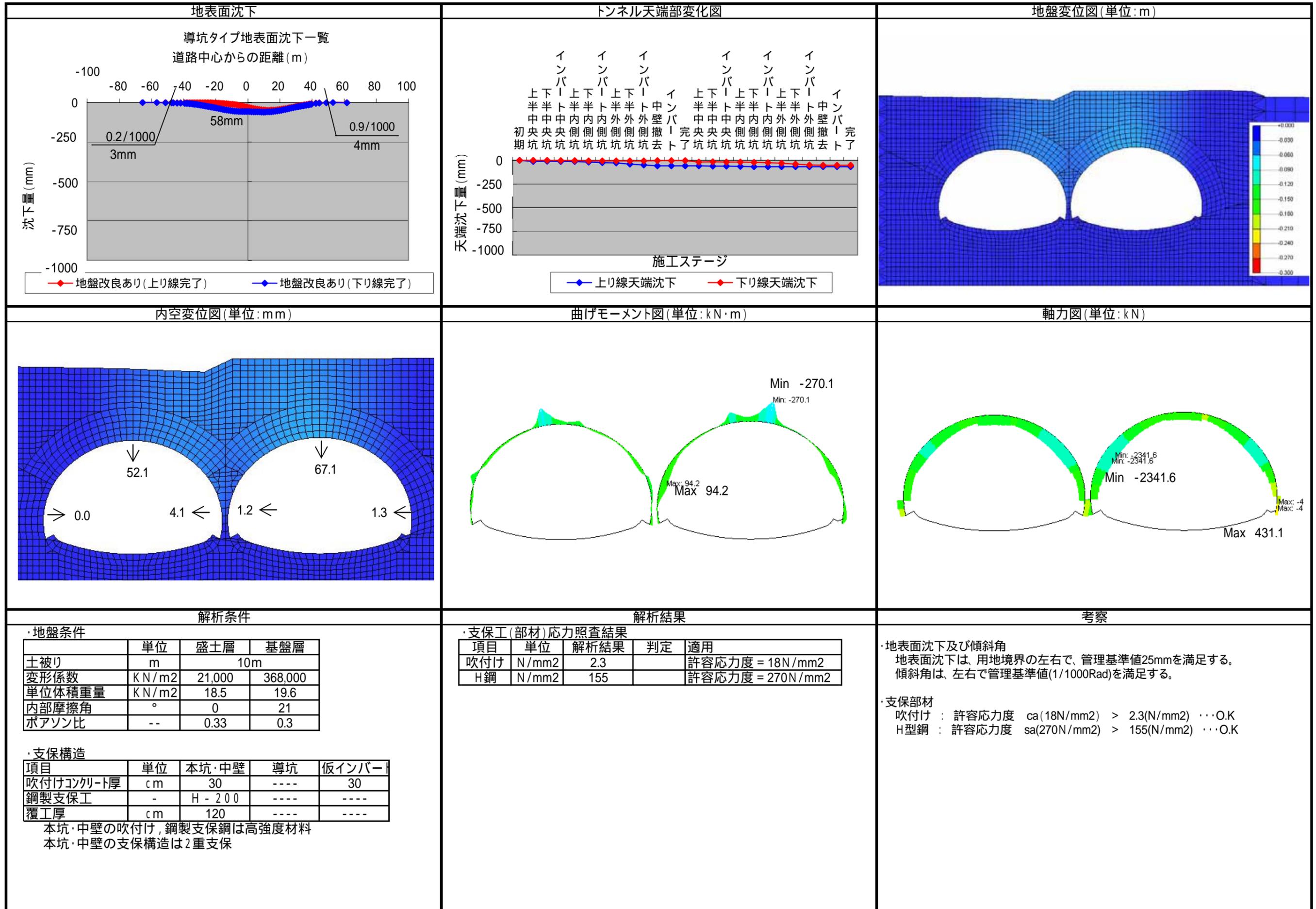
解析結果 盛土層(STA.6+00) 導坑タイプ(地盤改良あり) 変形係数の = 1の場合



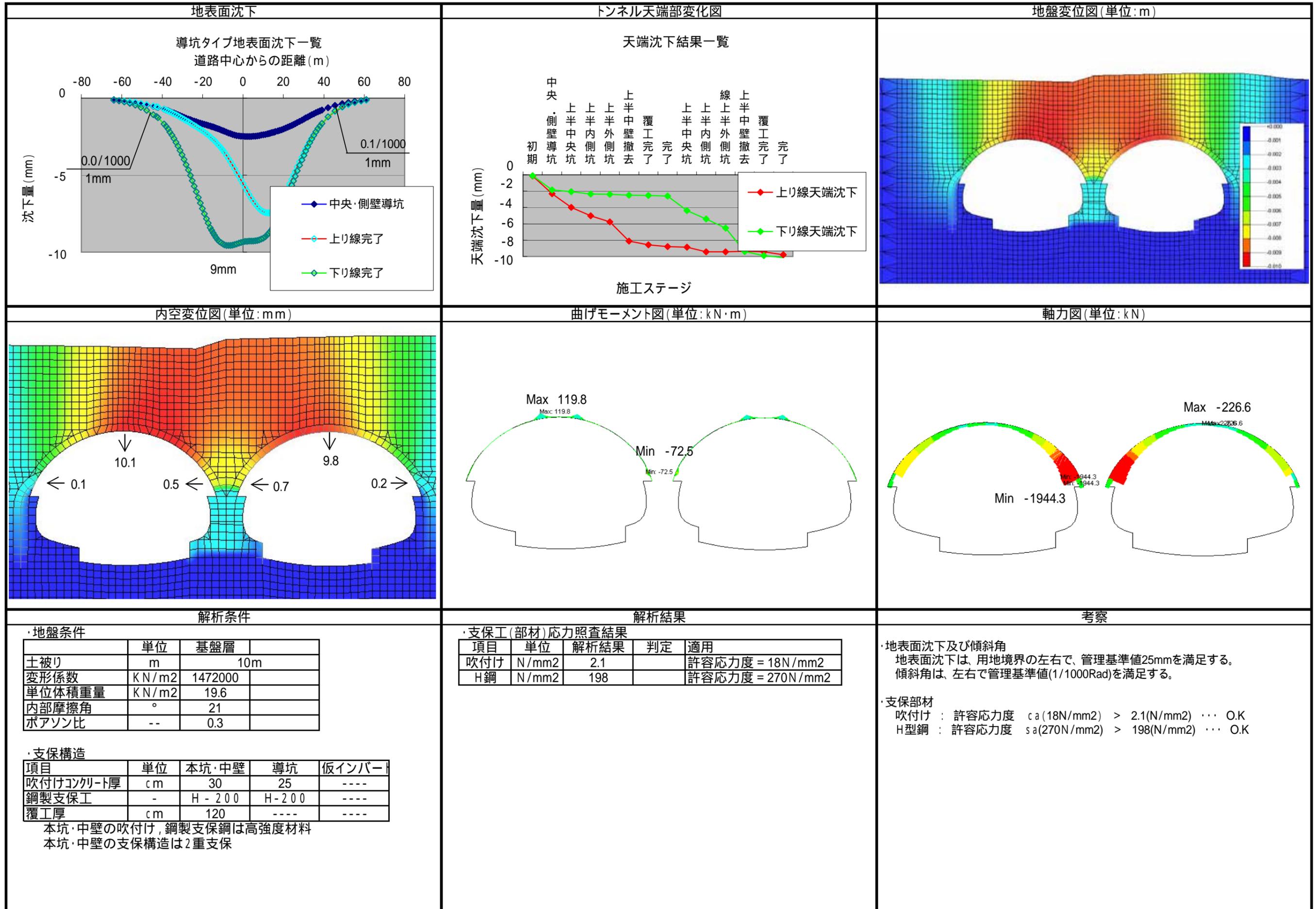
解析結果 盛土層(STA.6+00) 無導坑タイプ(地盤改良なし) 変形係数の =1の場合



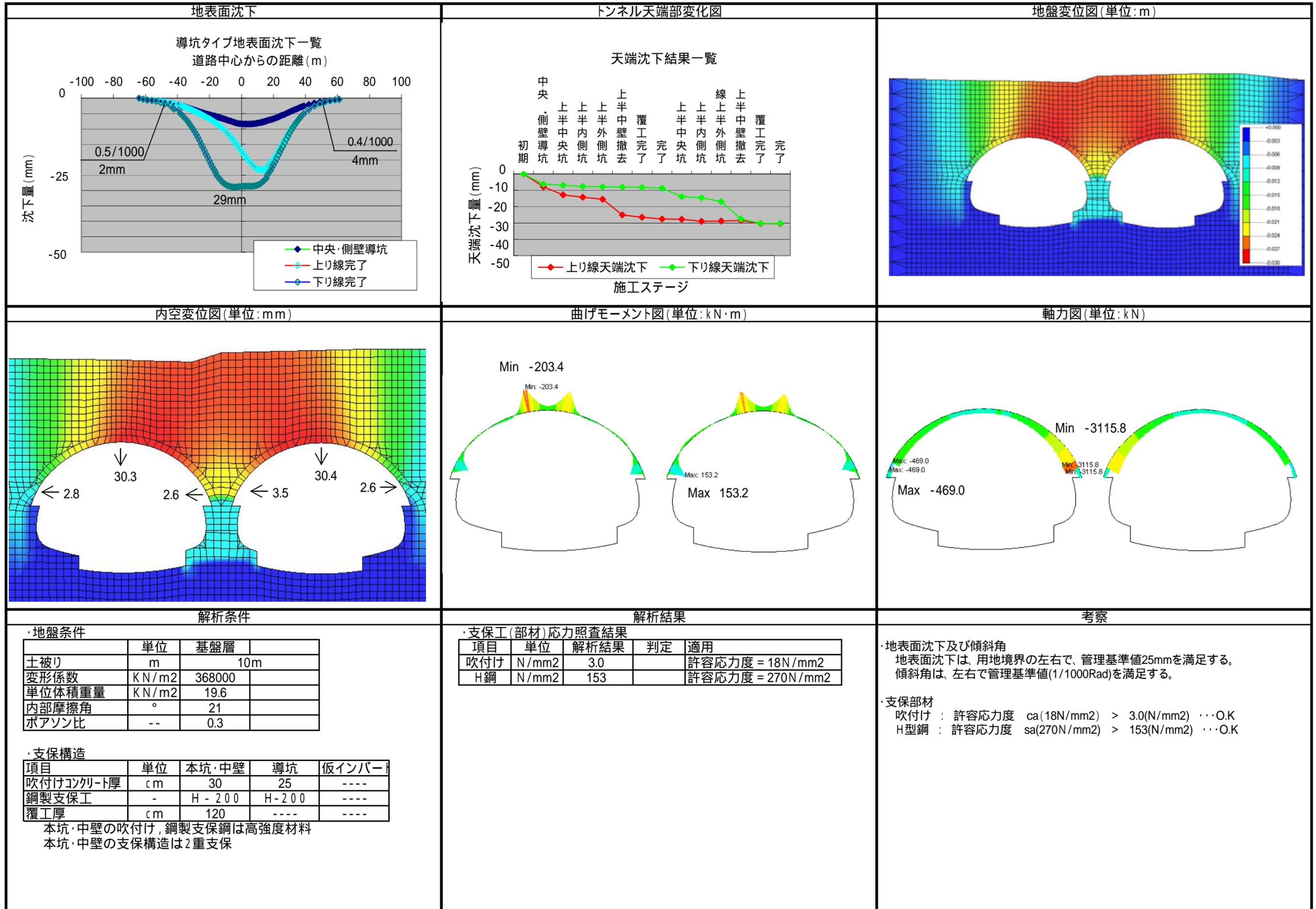
解析結果 盛土層(STA.6+00) 無導坑タイプ(地盤改良あり) 変形係数の = 1の場合



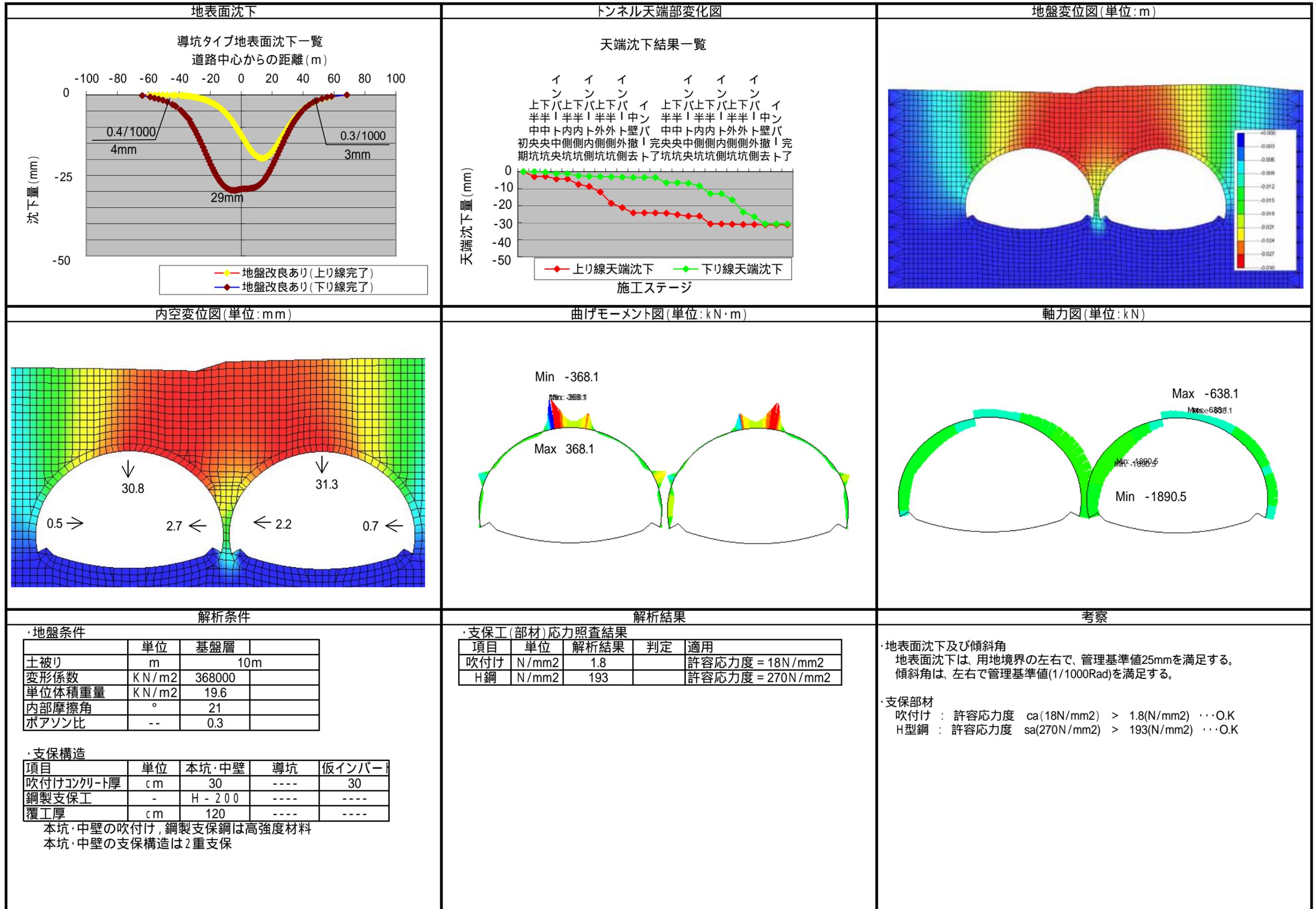
解析結果 基盤層(STA.6+30) 導坑タイプ 変形係数の = 4の場合



解析結果 基盤層(STA.6+30) 導坑タイプ 変形係数の = 1の場合



解析結果 基盤層(STA.6+30) 無導坑タイプ 変形係数の = 1の場合



3.3 低土被り部の地表面沈下予測

3.3.1 解析の目的

開削工法を前提として、現地調査結果を踏まえて一定の条件を設定し、沈下予測のケーススタディーを行う。

なお、開削工法における地表面沈下は、掘削に伴う土留め壁の変形に起因するものであるため、ここでは、土留め壁の弾塑性解析により土留め壁の変形、周辺の地表面沈下の検討を行う。

3.3.2 解析条件の整理

- ・解析断面は、掘削深が深く住宅に近接している STA.9+00 (基盤部) とする。また、参考ケースとして掘削断面を全て盛土層と仮定した場合も解析する。
- ・施工方法は、「H 鋼による土留め方式でパイロットトンネル有・無」の 2 種類とする。

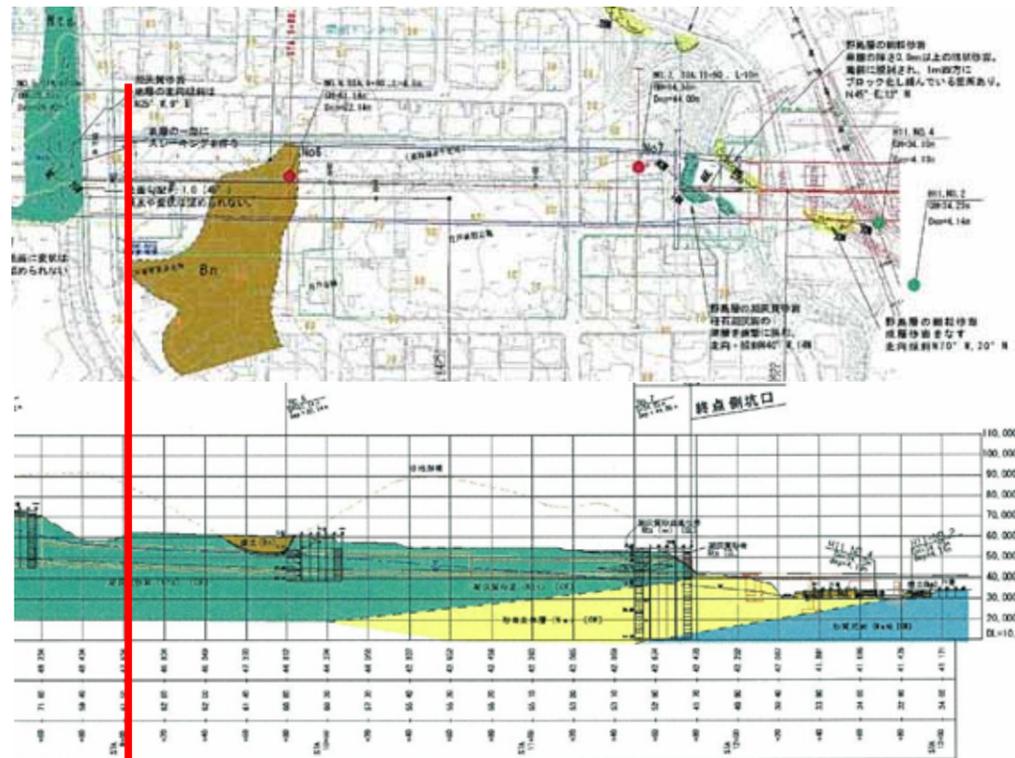


図 3.3.1 検討断面位置

解析断面 (STA.9+00)
基盤部
住宅地近接位置

解析箇所		解析断面
STA.9+00 (基盤層)	トンネルあり	<p>ケース 1 - a</p>
	トンネル無し	<p>ケース 1 - b</p>
STA.9+00 (盛土層)	トンネルあり	<p>ケース 2 - a</p>
	トンネル無し	<p>ケース 2 - b</p>

図 3.3.2 解析対象断面図

3.3.3 解析条件

(1) 解析物性値

地盤定数

地盤定数については、既往の調査結果より下表のとおりする。

表 3.3.1 地盤定数(1)

地層	平均N値 (回)	単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数 $E_o = \alpha E_b$ (kN/m ²)	備考
bs層(庄戸) (盛土層)	11	18.5	87,000	$\alpha = 4$ の場合
			21,000	$\alpha = 1$ の場合
Nts層 (基盤層)	126	19.6	1,472,000	$\alpha = 4$ の場合
			368,000	$\alpha = 1$ の場合

表 3.3.2 地盤定数(2)

地層	強度定数	
	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 (°)
bs層(庄戸)	70	0
Nts層	1400	21

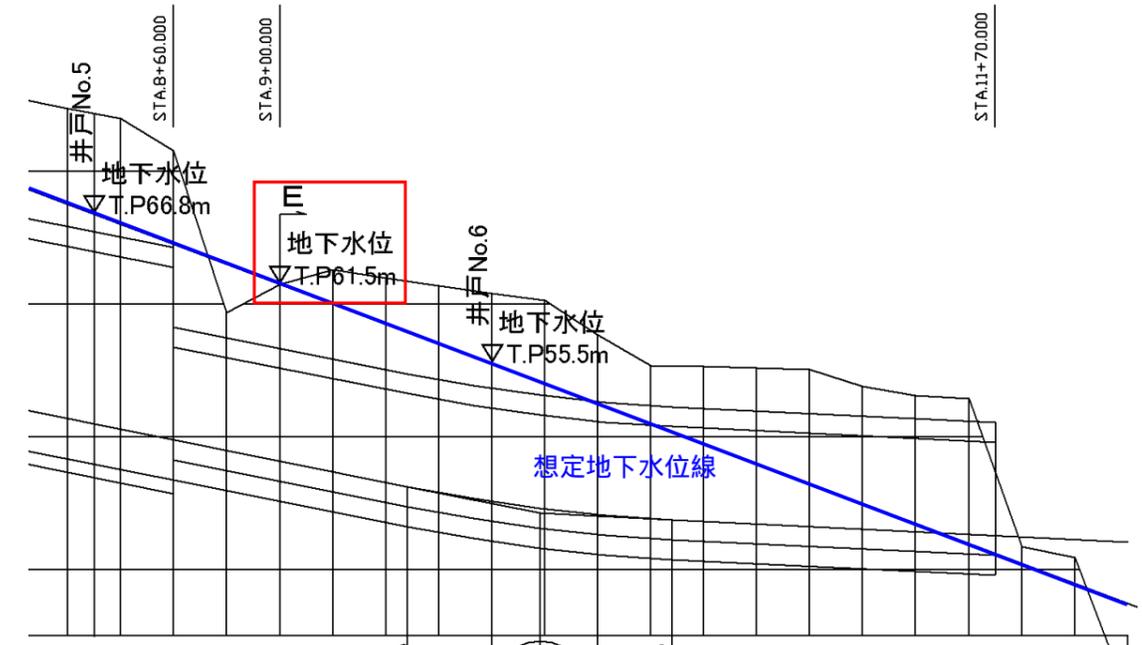


図 3.3.4 想定地下水位線

図 3.3.4 により、解析断面 (STA.9+00) での想定地下水位は、T.P+61.5mとする。

(2) 地下水位の設定

下図(図 3.3.3)の既往の水位観測結果を基に、各観測点での水位を直線近似し、検討断面での水位を求める。

また、観測地点 (5,6) の地下水位は、観測で得られた最高水位を基に決定する。

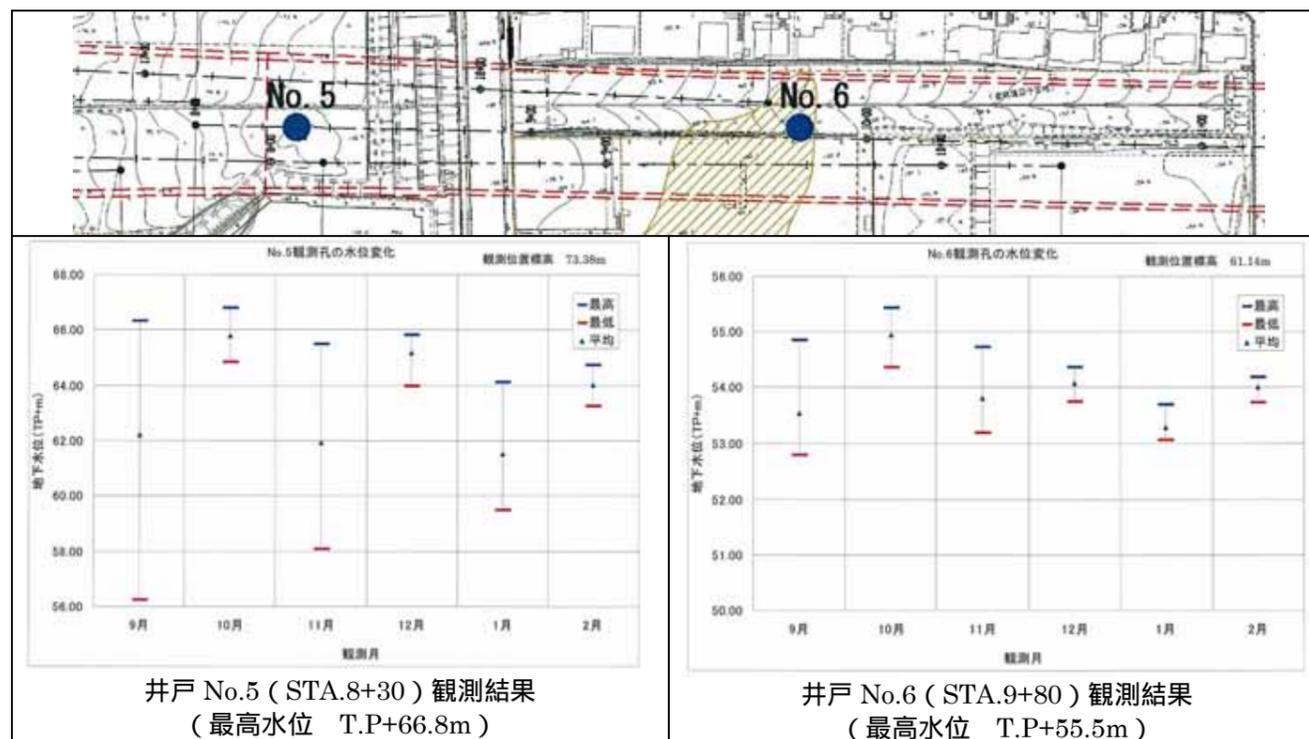


図 3.3.3 地下水位観測データ (2008/09 ~ 2009/02)

3.3.4 低土被り部の解析結果

(1) 地表面沈下量および傾斜角

表 3.3.3 のとおり、用地境界の沈下量、地表面沈下による傾斜角ともに何れの解析ケースでも管理基準値を満足する。

表 3.3.3 地表面沈下量および傾斜角の解析結果一覧

ケース	パイロット トンネルの 有無	地盤条件	変形係数 の設定条件	用地境界の沈下量 (単位mm) 〔管理基準値 = 25mm〕		地表面沈下による傾斜角 (単位: rad) 〔管理基準値 = 1/1,000rad〕	判 定
				土留め壁から 0 m位置の沈下量	最大沈下量: (発生位置: 土留め壁からの水平距離)		
1 - a	無し	基盤層	$\alpha = 4$	+1.5mm	-2mm (10m)	0.3/1,000	OK
			$\alpha = 1$	+3mm	-2mm (12m)	0.4/1,000	OK
盛土		$\alpha = 4$	+0.5mm	-3mm (7m)	0.5/1,000	OK	
		$\alpha = 1$	+1mm	-4mm (8m)	0.7/1,000	OK	
2 - a	あり	基盤層	$\alpha = 4$	+1mm	-2mm (12m)	0.2/1,000	OK
$\alpha = 1$			+3mm	-2mm (14m)	0.4/1,000	OK	
2 - b		盛土	$\alpha = 4$	0mm	-2mm (7m)	0.3/1,000	OK
			$\alpha = 1$	+1mm	-3mm (8m)	0.6/1,000	OK

表 3.3.4 (1) 地表面沈下予測結果の概要 (変形係数 $E_0 = \alpha E_b$ の $\alpha = 4$ の場合)

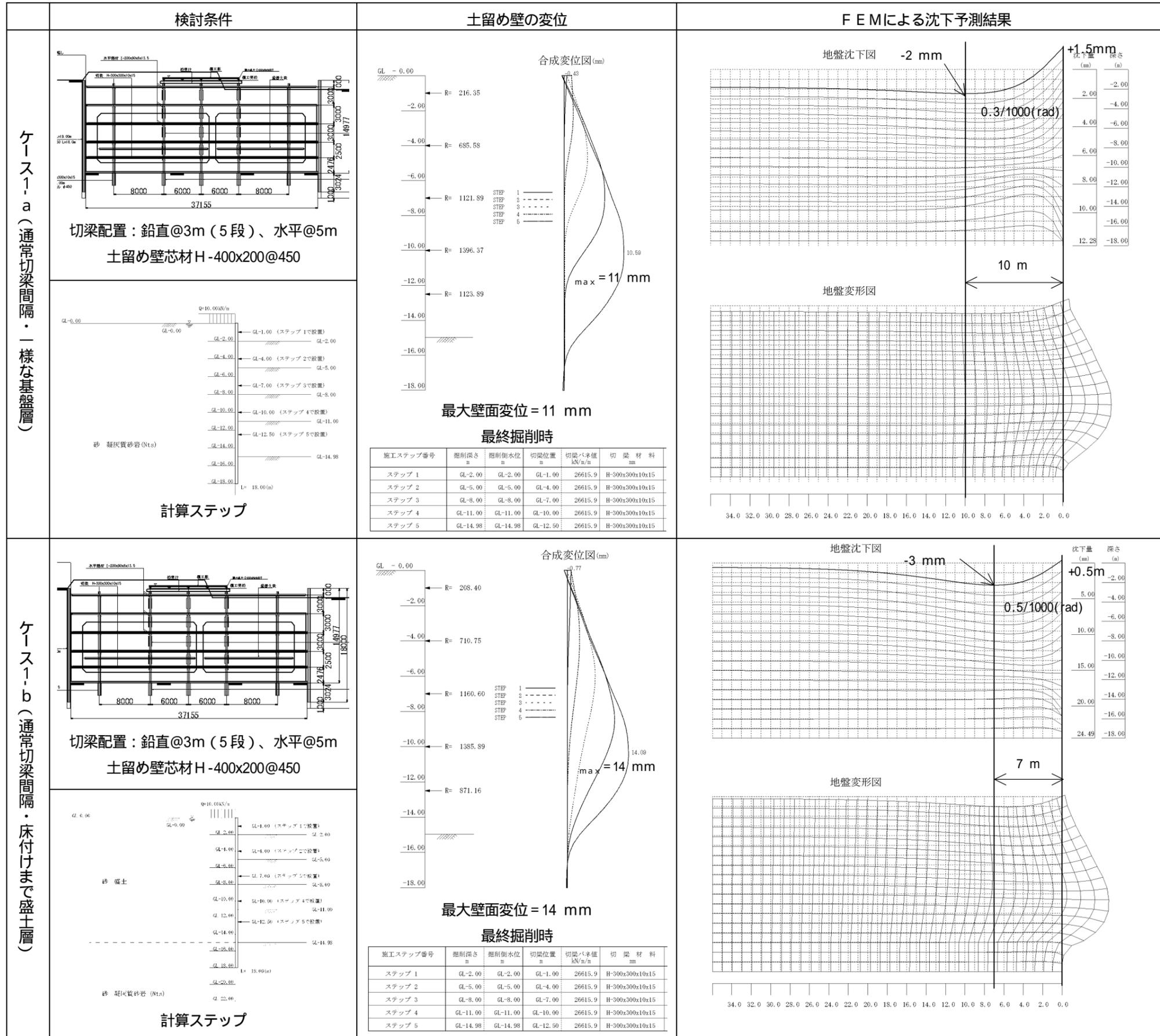


表 3.3.4 (2) 地表面沈下予測結果の概要 (変形係数 $E_0 = \alpha E_b$ の $\alpha = 1$ の場合)

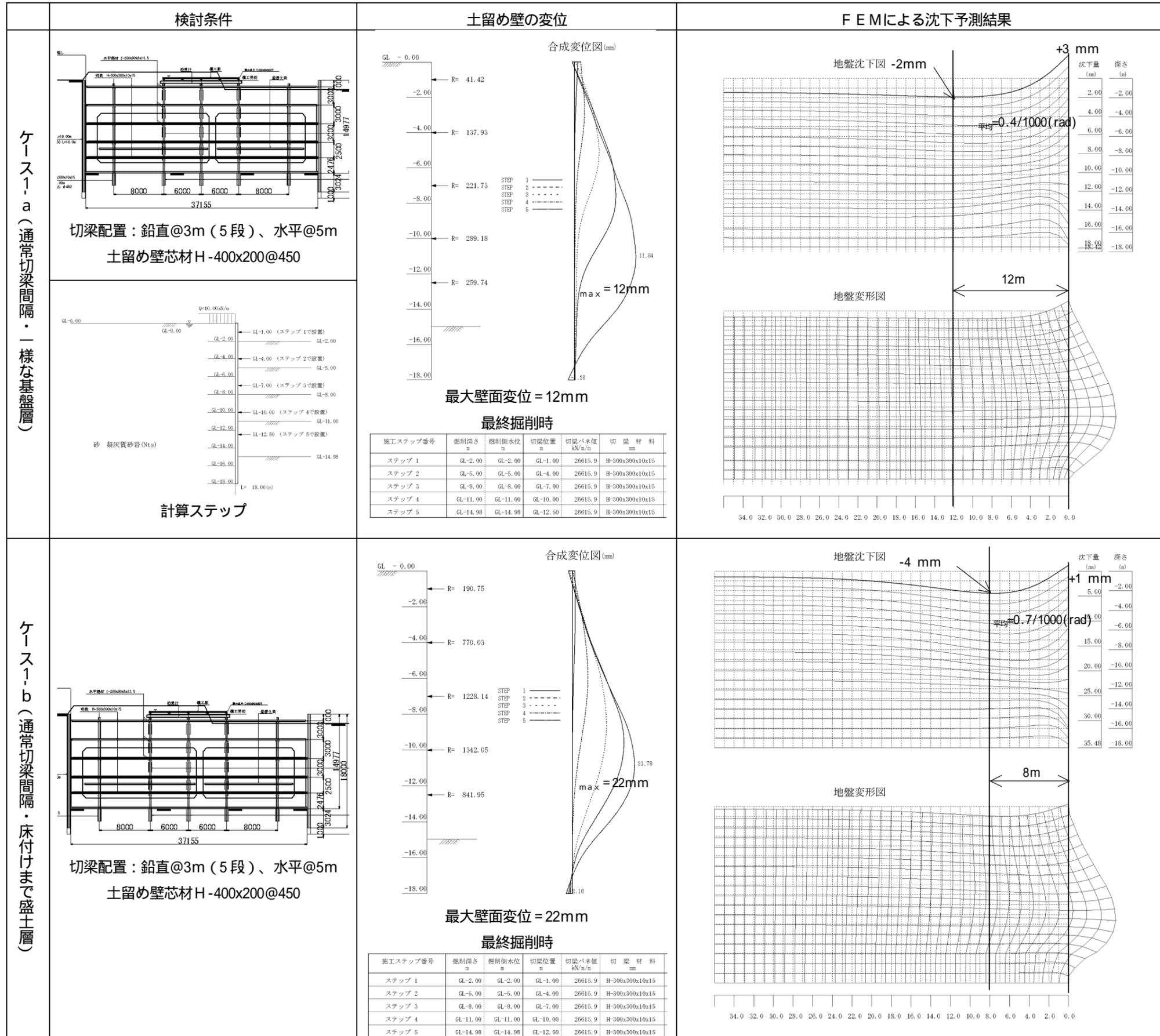


表 3.3.5 (1) 地表面沈下予測結果の概要 (変形係数 $E_0 = \alpha E_b$ の $\alpha = 4$ の場合)

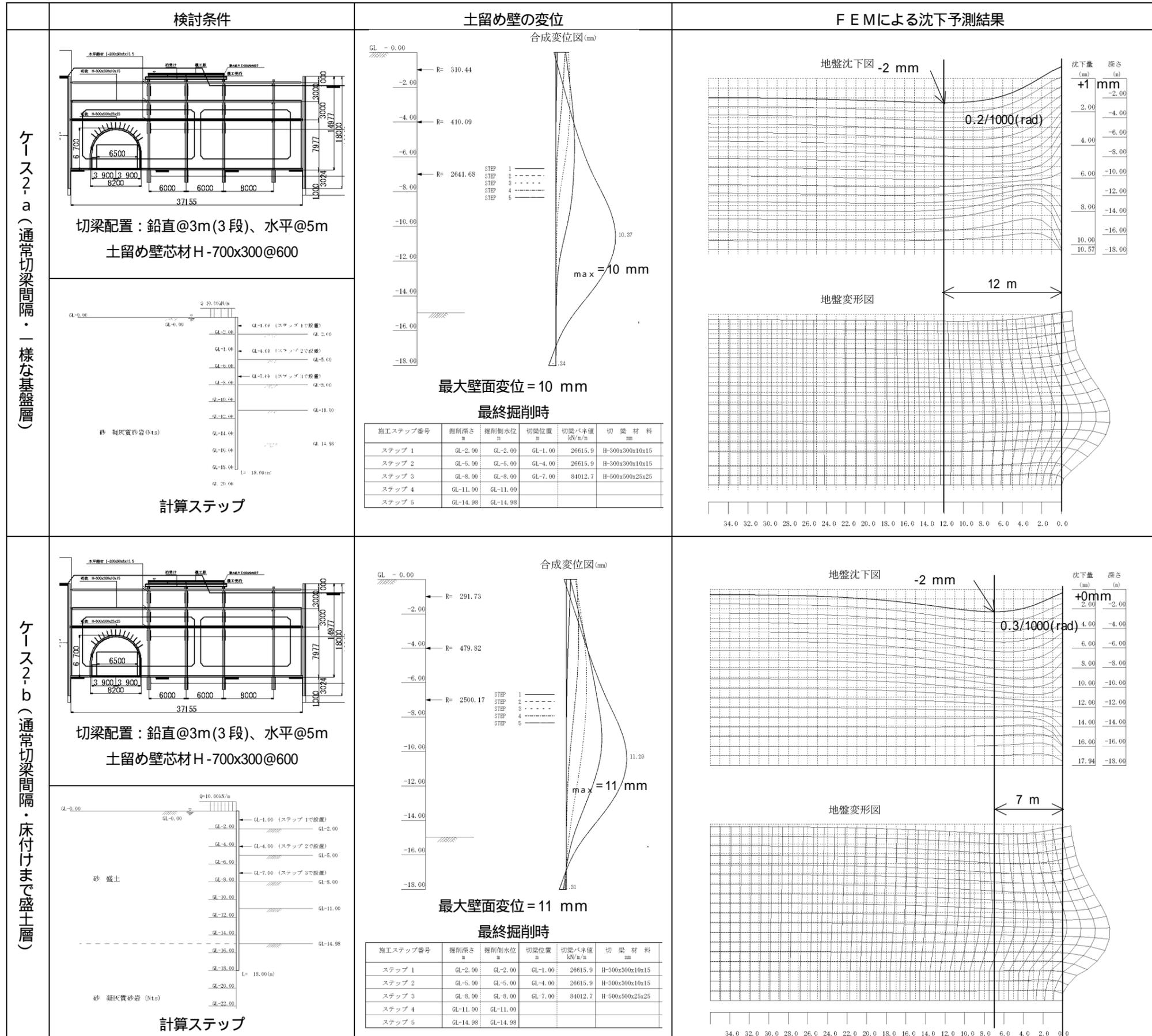
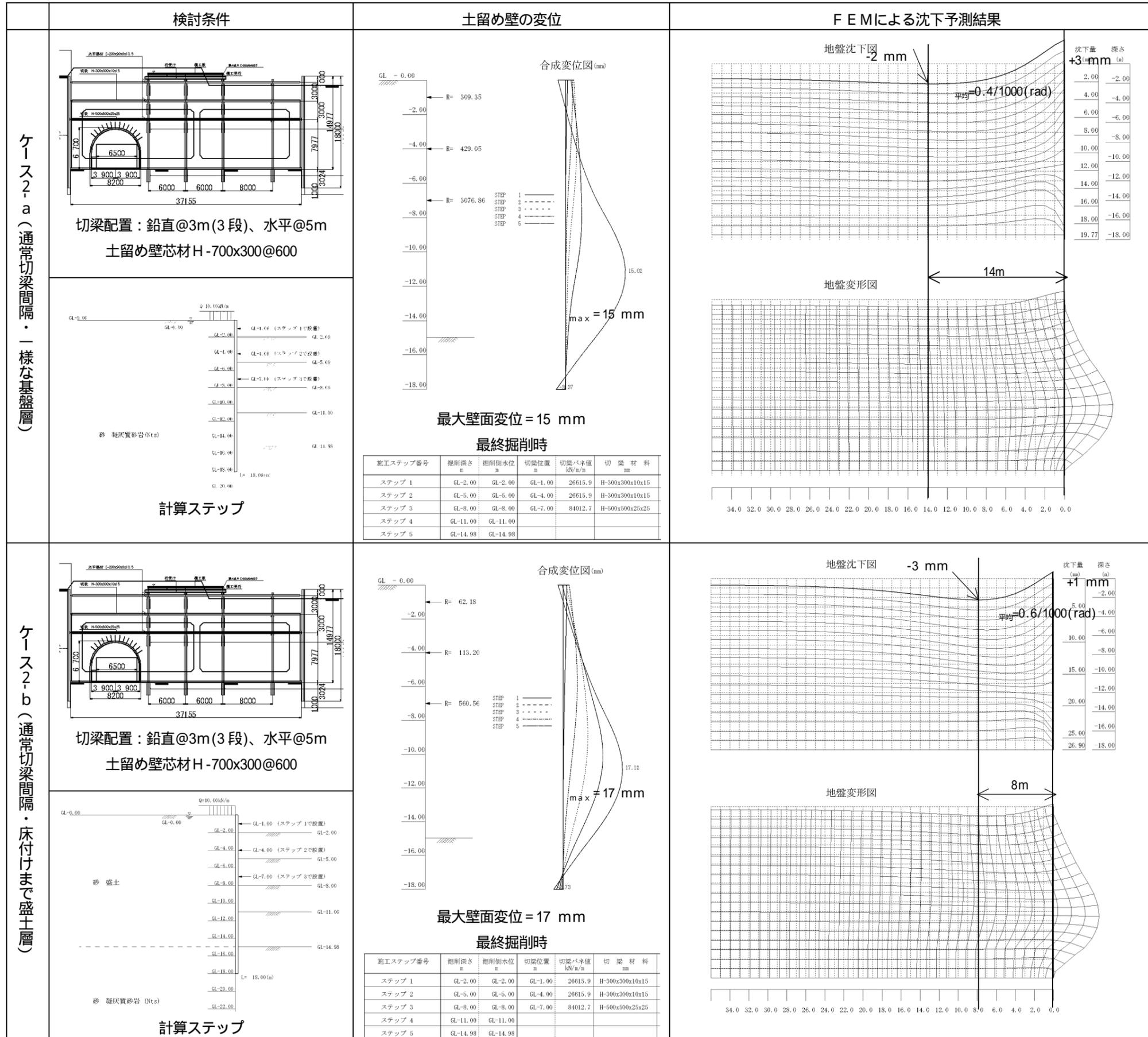


表 3.3.5 (2) 地表面沈下予測結果の概要 (変形係数 $E_o = \alpha E_b$ の $\alpha = 1$ の場合)



4. まとめ

本検討会では、庄戸トンネル分合流区間、低土被り区間の基本構造について

- ・ 分合流区間：馬蹄断面区間
- ・ 低土被り区間：矩形断面区間 を、基本として周辺地盤変位の予測を行った。

その結果、適切な補助工法等を組み合わせることにより、用地境界における地表面沈下量及び地表面沈下による傾斜角は管理基準値（地表面沈下量 25mm、傾斜角 1/1,000rad）を満足することが可能であると思料される。

以上のことから、庄戸トンネルにおける基本構造は下図のとおりとする。

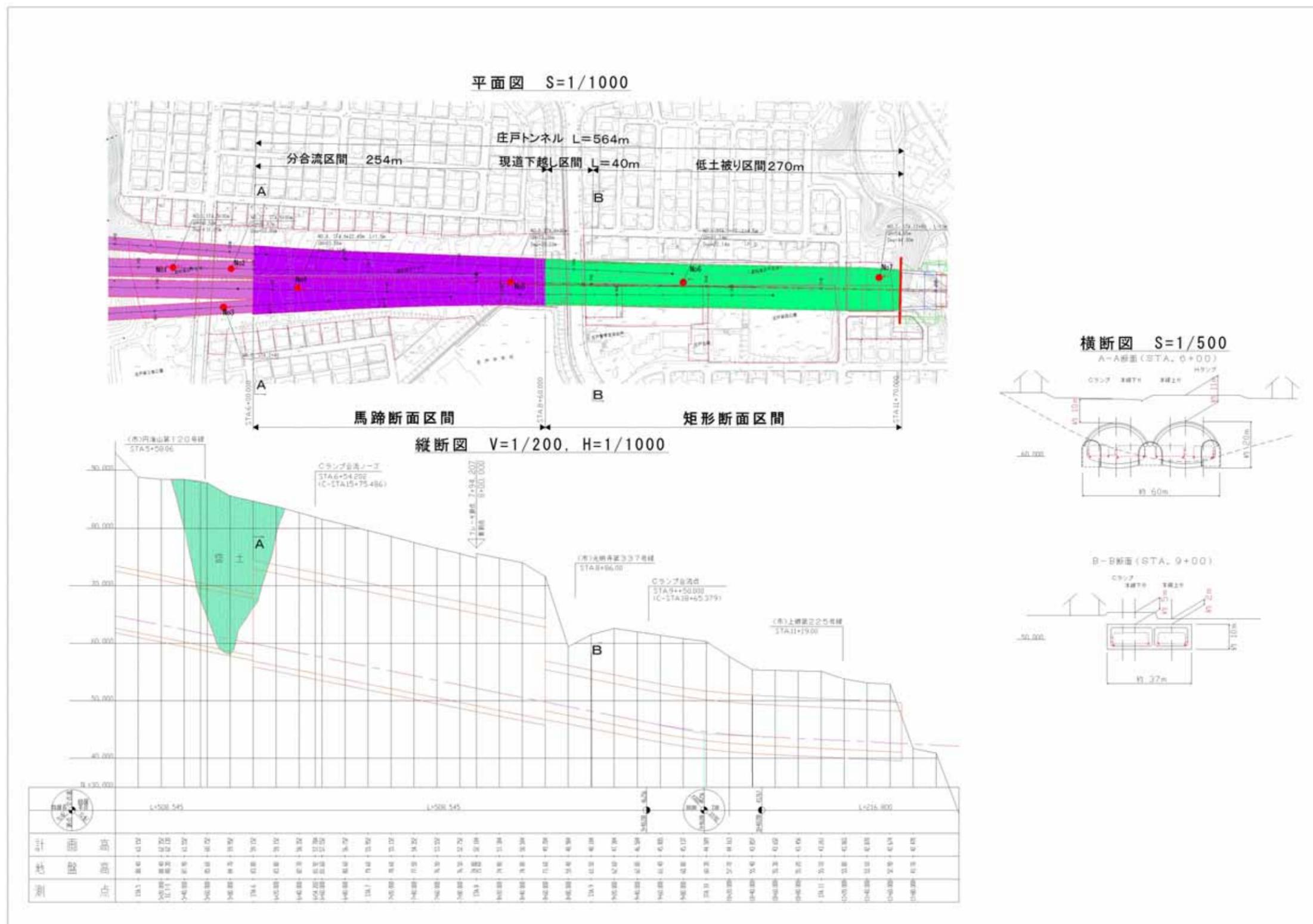


図 4.1 庄戸トンネルの基本構造

5. 今後の課題（盛土層の施工中における地下水位変動に対する地質調査）

今後は、庄戸トンネルの施工に伴う地下水位変動の検討が一つの課題となる。

以下に、施工中の地下水位変動の検討に対する地質調査（案）を示す。

(1) 地質調査（案）

ボーリング位置（案）

- ・分合流区間は、トンネルを挟んだ盛土部の上流側、下流側の2箇所とする。（旧沢地形の深い位置）
 - ・低土被り区間は、下流側の1箇所とする。（旧沢地形の深い位置）
- 施工時の地下水位観測井の位置との整合を考慮し、トンネル断面外に計画する。



図 5.1 追加ボーリング位置（案）図

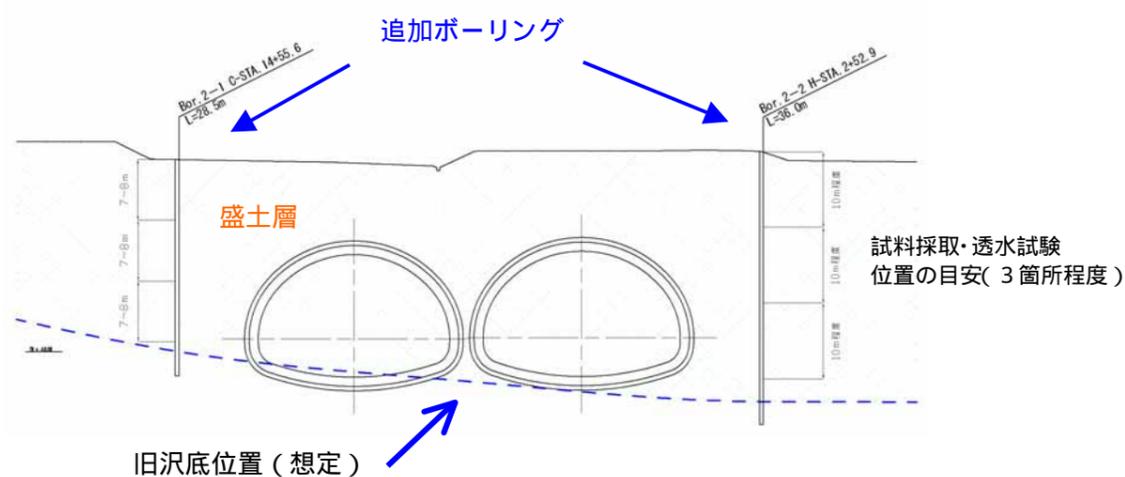


図 5.2 分合流区間盛土部の追加ボーリング概念図

原位置試験・調査項目（案）

表 5.1 原位置試験・調査項目（案）

調査・試験項目		試験基準	数量
標準貫入試験	N 値	JIS A 1219	1m 毎 (原位置試験、試料採取箇所を除く)
現場透水試験	単孔式透水試験	JGS 1314	3 箇所/孔 (GL-10m, -20m, 孔底付近)
試料採取	Q-列-式二重管カプラー(不攪乱試料採取)	JGS 1222	
地下水位測定	自記水位計観測	JGS 1311	2 箇所 (既存観測井も継続水位観測実施)

室内試験項目

表 5.2 室内試験項目（案）

調査・試験項目	試験基準
土粒子の密度試験	JIS A 1202
土の土粒子試験（ふるい～沈降）	JIS A 1204
土の液性限界・塑性限界	JIS A 1205
土の湿潤密度試験	JIS A 1225
土の圧密試験	JIS A 1217

これらの調査・試験結果から、盛土部の地下水位分布、地下水流の状況、盛土層の透水等に関する性状を分析し、トンネル施工による地下水位変動の検討を行う。