

# 庄戸トンネル施工技術検討会

## 第2回 検討会

### 資料

平成27年10月6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. 検討会の目的	1
1-1. 全体概要	1
1-2. 検討会の目的	1
1-3. 庄戸トンネルの概要	1
1-4. 検討フロー	2
2. 検討内容	3
3. 検討条件の整理・設定	3
3-1. 地形・地質状況	3
3-2. 平成26年度追加土質調査結果等	5
3-3. 幾何構造	11
3-4. 交差条件等	12
4. トンネル断面の検討	14
4-1. 分合流区間の基本断面と覆工構造	14
4-2. 4連近接区間の基本断面と覆工構造	17
5. トンネル設計・施工方法の検討	20
5-1. 盛土部のトンネル安定化対策	20
5-2. 分合流区間の設計・施工方法	21
5-3. 4連近接区間の設計・施工方法	33
6. 本線内工事用道路計画	39
6-1. 本線内工事用道路の目的	39
6-2. 基本計画	39
6-3. 詳細計画	40
6-4. 工事用道路トンネル施工時の沈下量予測	41
7. 地下水位の変動抑制	42
8. 観測計画	45
9. トンネル耐震検討	46

# 1. 検討会の目的

## 1-1. 全体概要

高速横浜環状南線は、横浜都心から半径約10～15kmを環状に結ぶ横浜環状道路の一部であり、横浜都心部の慢性的な交通渋滞を緩和するとともに環境の改善へ寄与し、さらに、横浜市の経済活動と暮らしを支える社会資本として重要な役割を果たす道路である。

また、都心から半径約40～60kmの位置に計画されている総延長約300kmの自動車専用道路である圏央道の一部であり、都心から伸びる放射状の道路を環状に連絡することにより、都心への交通を分散し、渋滞の緩和等に寄与する。

当路線は、横浜横須賀道路の釜利谷ジャンクションと国道1号を結ぶ延長約9kmのうち、約7割がトンネルなどの地下構造となっている。

## 1-2. 検討会の目的

高速横浜環状南線のトンネル群の一部を構成する「庄戸トンネル」は、開削工法で施工する計画となっていたが、第1種低層住居専用地域・風致地区等の当該地域の特殊性を考慮し、工事中の環境負荷を低減することを目的に非開削工法の適用可能性について「庄戸トンネル検討会」（平成19年～21年）を設置して検討を実施してきた。

大断面、分岐合流、上下線近接、低土被りなど、庄戸トンネル固有の条件を考慮しながら、現地の調査結果を踏まえた地盤条件に基づいてトンネル構造及び環境に与える影響について検討した結果、分合流区間は馬蹄形断面、低土被り区間は矩形断面を基本構造とし、より詳細な設計や施工計画の検討を進めて行くこととした。

庄戸トンネル施工技術検討会（平成24年～）では、これら検討結果等を踏まえ、庄戸トンネルの実施工に向けた施工方法及び環境に与える影響・対策について、より詳細な検討を行うものである。

## 1-3. 庄戸トンネルの概要

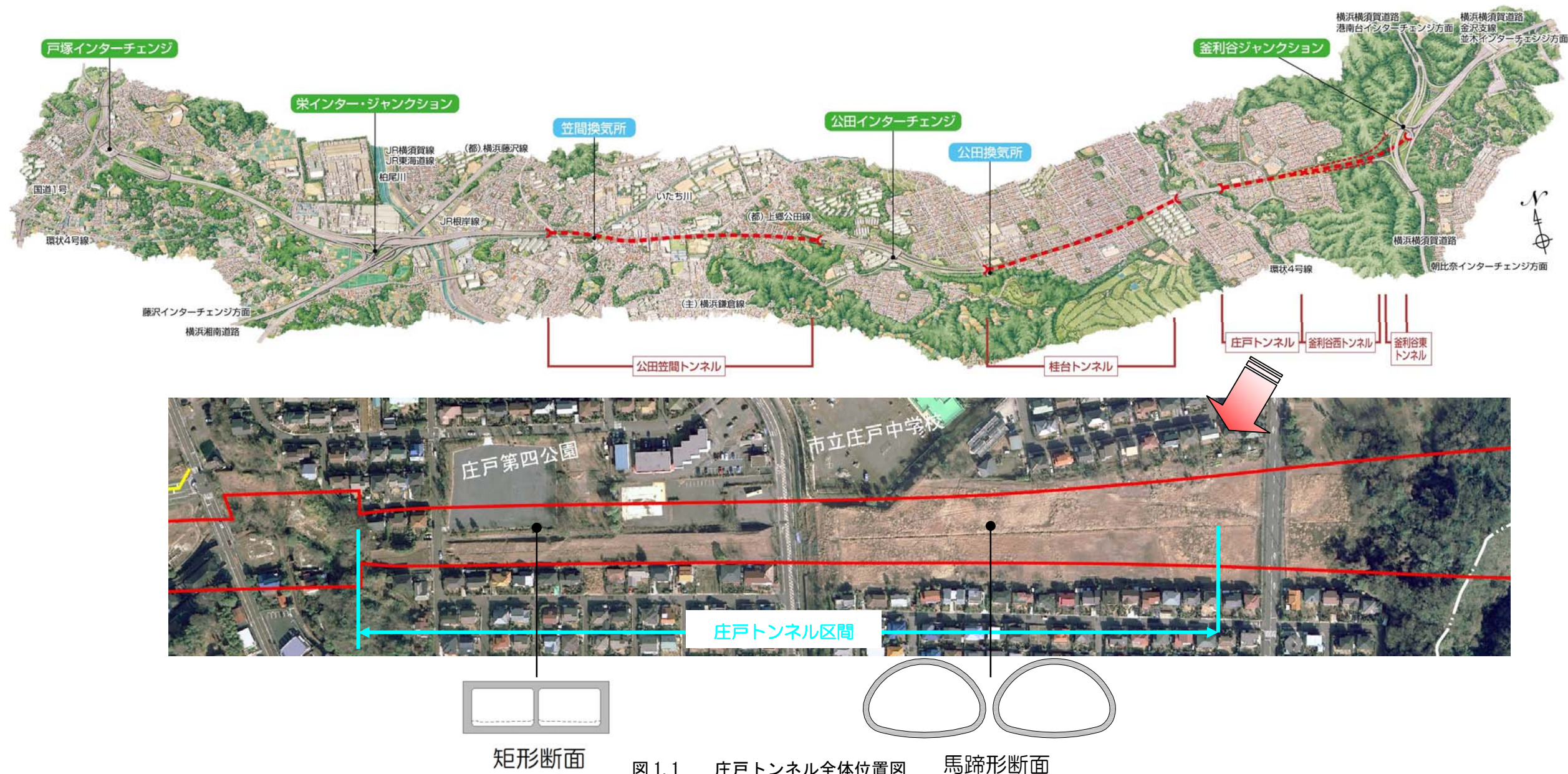


図 1.1 庄戸トンネル全体位置図

1-4. 検討フロー

以下に検討フローを示す。

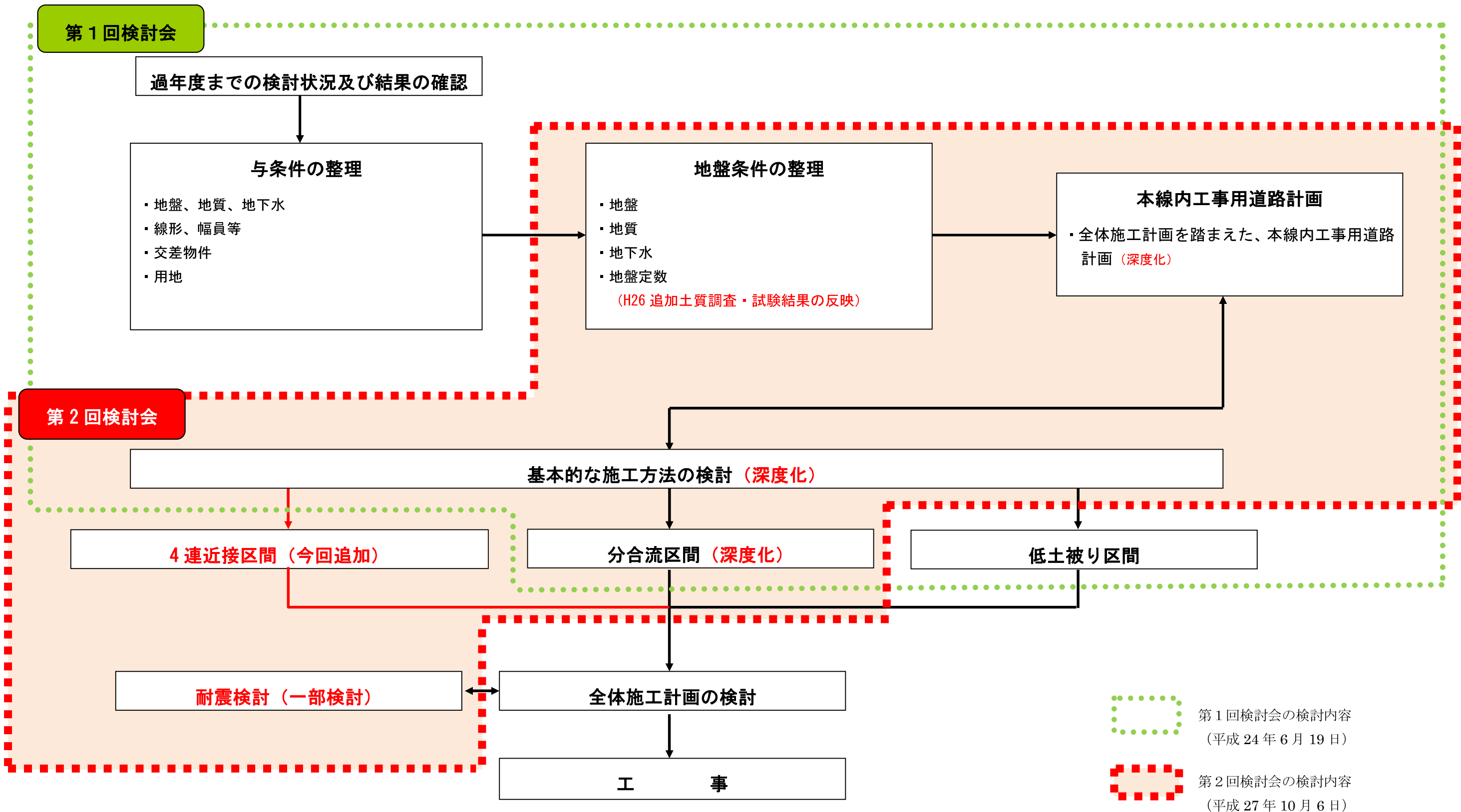


図 1.2 検討フロー図

## 2. 検討内容

今回（第2回）検討会では、平成26年度に実施した追加土質調査の結果など、第1回検討会成果に新たな知見を加えるなどして更に検討を深め、4連近接区間及び分合流区間のトンネル断面、支保工・覆工構造の設計・施工方法と合わせて、先行して工事着手する本線内工事用道路（工事用道路トンネル）の計画についてとりまとめる。

## 3. 検討条件の整理・設定

検討条件については、過年度の検討会で設定した条件等に加えて、追加土質調査の結果等を含めて整理設定する。

### 3-1. 地形・地質状況

#### (1) 概要

##### ①地形概要

- ・当地域は、横浜横須賀道路「釜利谷 JCT」から西方へ約 1.5km の庄戸地区に位置し、三浦半島から連なる尾根の北端部に当たり、標高 100m 程度の山地が分布している。
- ・旧地形には、浸食により樹枝状の谷が形成された箇所があったが、現状では宅地造成されている。

##### ②地質概要

- ・丘陵地における地質は、新第三紀鮮新世～第四紀前期更新世の上総層群で構成されている。
- ・谷部については、宅地造成による盛土がなされている。

表 3.1.1 地質概要

地 質	特 徴
地山（上総層群）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・当区間に分布する基盤層（上総層群）は、野島層（上総層群の最下部層）と呼ばれる軽石類を含む凝灰質な砂岩、砂岩・泥岩の互層、泥岩などからなる。</li> <li>・トンネルのほとんどはこの地山を通過し、橋梁（神戸橋）の基礎はこの地山を支持地盤としている。</li> </ul>
造成盛土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・当区間のうち、宅地造成によって盛土された場所は、丘陵地の旧谷部及びいたち川周辺低地に分布している。その盛土材は、砂岩、泥岩などで構成されている。</li> <li>・庄戸トンネルの一部が、この造成盛土箇所を通過する。</li> </ul>

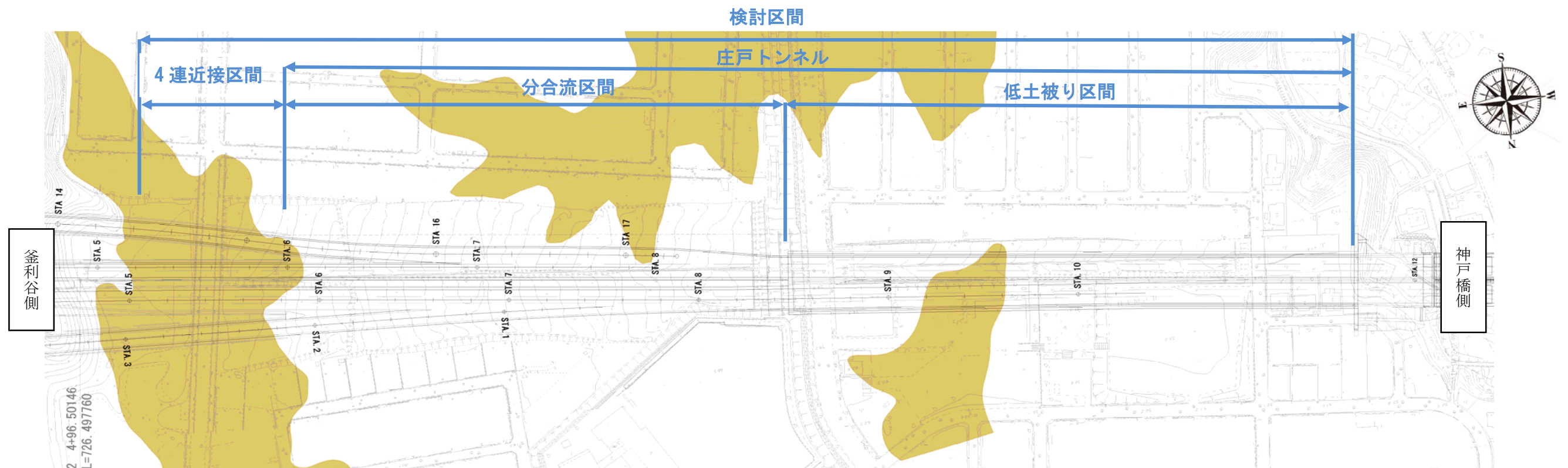
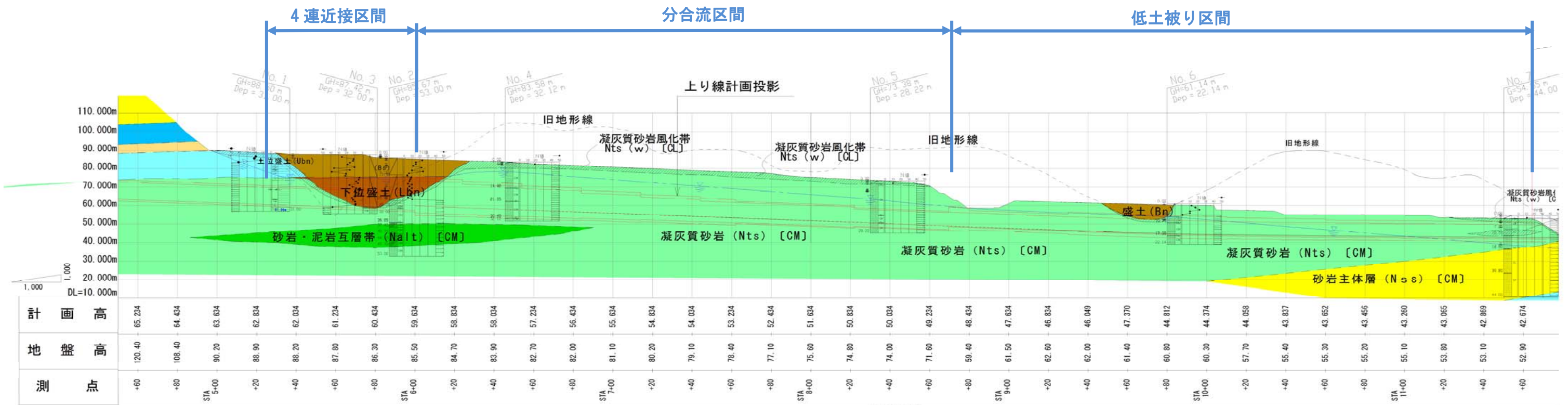


図 3.1.1 トンネル位置図

地質縦断図凡例

地質時代	地層名	岩相・層相	記号	分布	地層状況
第四紀 更新世	盛土	礫混じり土砂	Bn	谷部を埋積した造成地に分布。	野島層、大船層の泥岩、砂岩の岩ズリからなる盛土。
	上位盛土	礫混じり土砂	Ubn	STA.5~STA.8+30の谷部深部に分布。	泥岩、砂岩、凝灰岩の岩ズリからなる埋谷型盛土。礫混じり砂質土状を呈す。表層部は軽圧時の締め固め効果が発揮されてか、締っている。
	下位盛土	礫混じり土砂	Lbn	STA.5+40~STA.6+20の谷部深部に分布。	泥岩、砂岩等の軟岩を切土して埋めた埋谷型盛土。50cm前後の岩塊が積み重なった状態で全体に柔らかい。
	大船層	細粒砂岩	Ofs	STA.3+00~4+80に分布。	全体に塊状で均質。所々に凝灰岩を挟む。まれに砂岩を層状に挟む。
		砂質泥岩	Ubn	HランプSTA.4~10、本線STA.0~5+0に分布。	砂岩と泥岩とが均一に混じる。
		泥質砂岩、泥質砂岩~砂質泥岩	Oms	HランプSTA.4~10、本線STA.0~5+0に分布。	砂岩と泥岩とが混る。一部凝灰質細粒砂岩。
第三紀 新第三紀	砂岩・泥岩互層帯	NaIt	STA.4+80~STA.6+90にレンズ状に分布。	凝灰質砂岩、泥質砂岩及び砂岩・泥岩との互層帯。2~3mピッチで岩種が変化する。層理面の角度は、0~10°程度と概ね水平。	
	凝灰質砂岩	Nts	起点~STA.11+80に分布。トンネル区間全域に分布。	凝灰質砂岩を主体として、軽石、泥岩を挟む割れ目の少ない塊状軟岩。地層の傾斜は、終点から起点側へ向かい、5°前後の緩い勾配を呈す。	
	砂岩主体層	Nss	STA.10+00~STA.12+80間に帯状に分布。	全体に砂質。中~粗粒砂岩を主体とする軟岩。泥岩や軽石の薄層(0.20m以下)を頻りに挟む。	
	砂質泥岩	Nsm	起点~STA.5+20の丘陵部に分布。STA.11+50~終点側の橋梁計画区間に分布。	砂岩と泥岩とが均一に混じる岩層。所々、砂岩及び凝灰岩の薄層を挟む。	



注：平成 26 年度追加土質調査結果を反映済み

図 3.1.2 トンネル地質縦断図

### 3-2. 平成26年度追加土質調査結果等

平成20年に庄戸地区において7箇所の土質調査（計画線縦断方向）を実施し、地質状況、地下水状況、盛土の深さ等を把握したが、過年度検討会（庄戸トンネル検討会）で今後の課題として庄戸トンネルの施工に伴う地下水位変動の検討の必要性が挙げられ、提案されていた横断方向の土質調査（ボーリング調査）3本について平成26年度実施した。

この追加調査結果と過年度から継続している地下水位観測の状況等は以下のとおりである。

#### (1) 盛土の分布範囲

盛土分布範囲は追加調査結果を踏まえ次のとおり精査した。数値解析断面についても本精査を反映する。

なお、相対的にN値が高い上位層を上位盛土とし、N値が低い下位層を下位盛土と区分している。

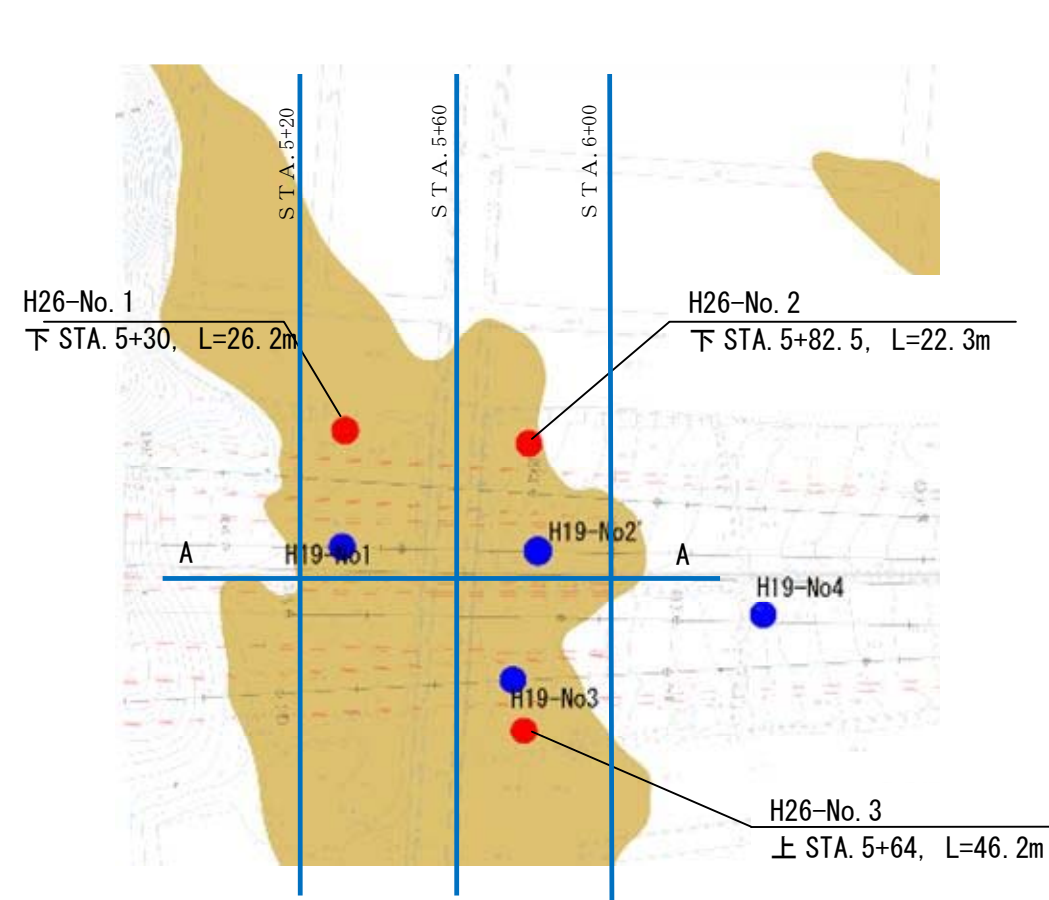


図 3.2.1 調査箇所位置図

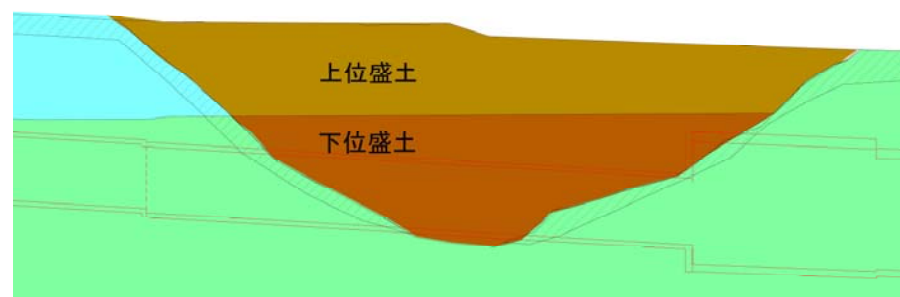
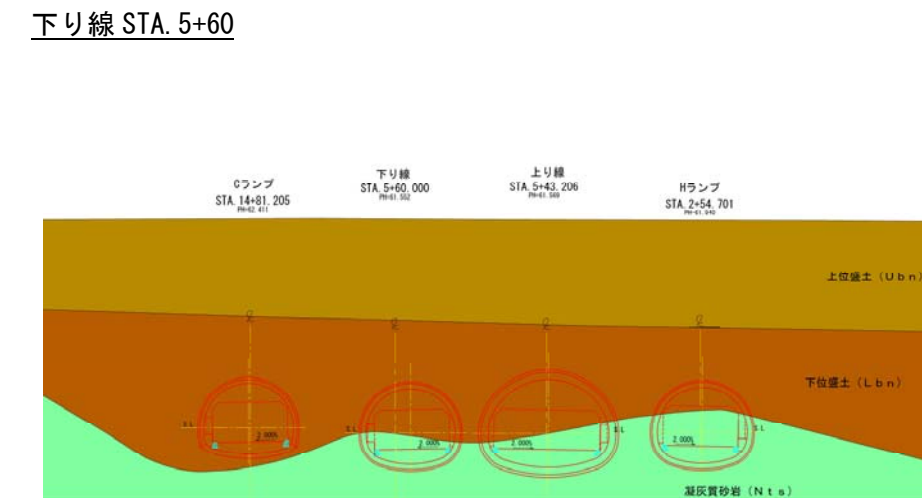
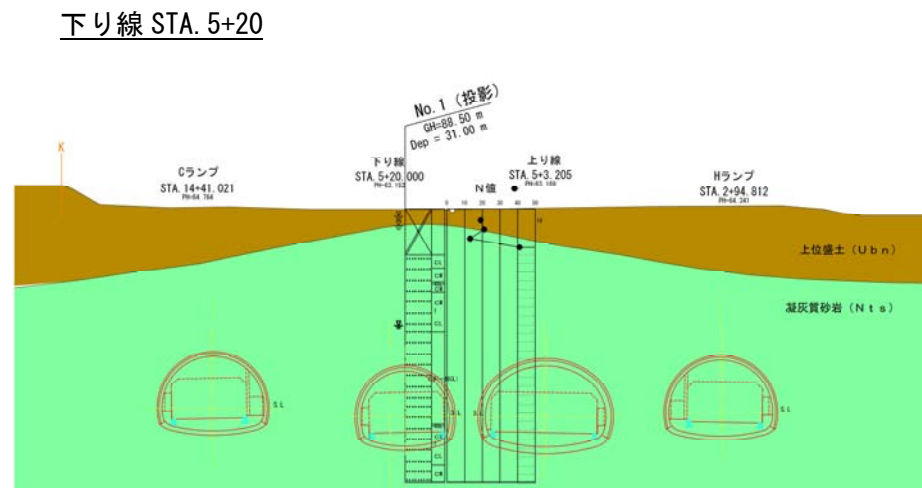
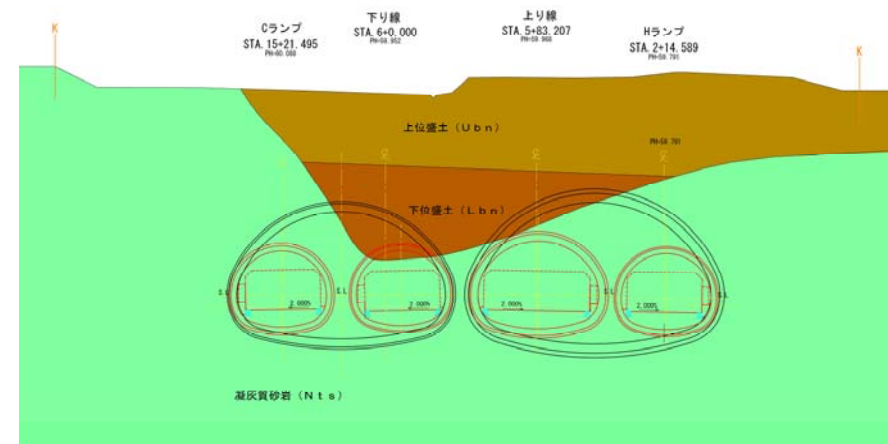


図 3.2.2 盛土部縦断図 (A-A 断面)

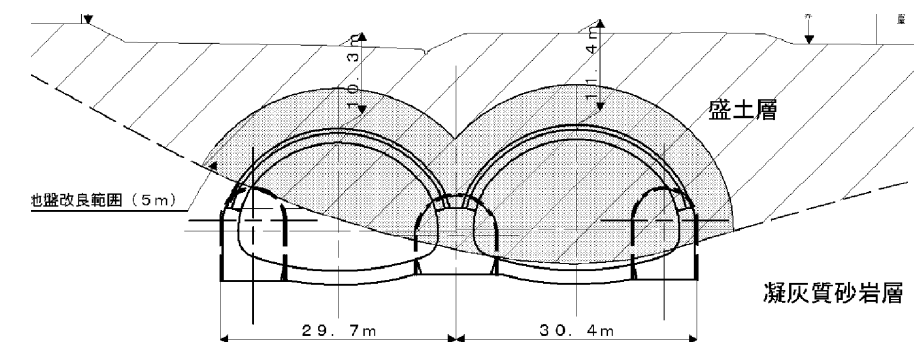


#### 下り線 STA. 6+00



#### 下り線 STA. 6+00

参考（平成21年5月19日 庄戸トンネル検討会（第3回）資料より）



※旧地形と現地形をもとに技術的判断を踏まえて作成

図 3.2.3 盛土部横断図

(2) 盛土の特性

上位盛土(Ubn)下位盛土(Lbn)のいずれも、基盤を構成する凝灰質砂岩、泥岩等の岩ズリからなり、礫、砂、シルト、粘土が混在する中間土の性状となっている。湿潤密度や土粒子の密度、含水比からは比較的良く締まった盛土である。また、粒度分布も幅が広く、基盤の岩塊や岩ズリを材料としているものの適度に細粒分を含んだ締固め易い土といえる。

以上の点から調査地の盛土は材料として良好な土砂を用いていると判断される。

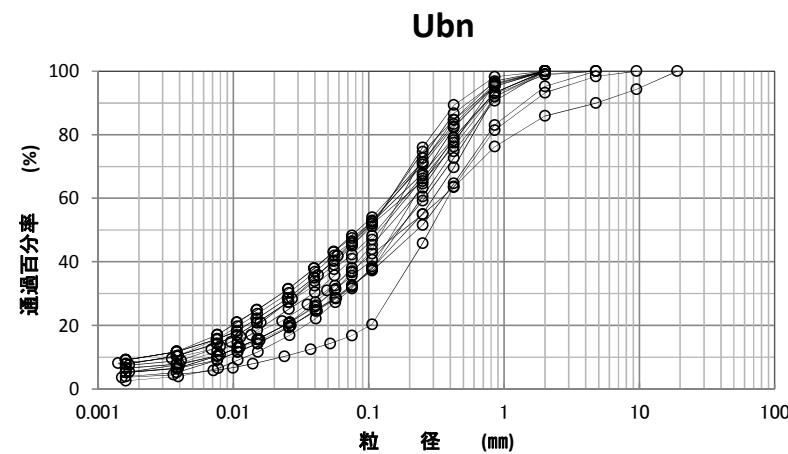
1) 物理特性

表 3.2.1 盛土物性値 (H26 年度調査結果)

	湿潤密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	土粒子の密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	含水比 [%]
最大値	1.908	2.794	36.60
平均値	1.839	2.741	33.40
最小値	1.757	2.665	31.30
データ数	5	44	5

2) 粒度分布

H26-No. 1, No. 2, No. 3 上位盛土 Ubn



H26-No. 1, No. 3 下位盛土 Lbn

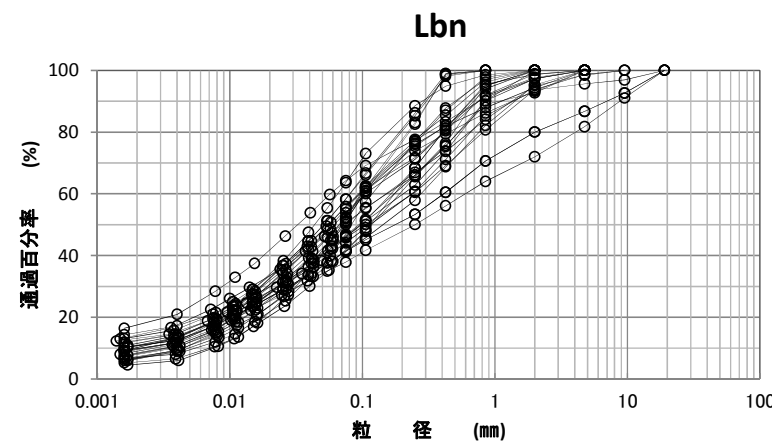


図 3.2.4 粒径加積曲線一覧図

3) 圧密特性

盛土地盤において乱れの少ない試料を採取し圧密試験を実施した。試験結果は参考値\*であるが、圧密降伏応力  $P_c$  が  $400\text{kN/m}^2$  以上と大きいこと、また、 $e-\log p$  曲線が  $P_c$  を超えてもなだらかに推移している傾向等から、少なくとも調査箇所の盛土が、高含水比の粘性土に代表される「軟弱地盤」とは異なる性質であることが確認できる。

※参考値

- ・現況地盤では礫や粗粒分を多く混入し圧密試験ができないことから、試料は礫や岩塊の間を充填する基質部から抽出し、更に粒径数 mm 以上の礫を除き調整したものであり、圧密しやすい状態で試験している。
- ・試験対象が自然地盤ではなく盛土地盤である。

土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	液性限界 $W_L$ %	塑性限界 $W_p$ %	初期含水比 $W_0$ %	初期間隙比 $e_0$ 初期体積比 $f_v$	圧縮指数 $C_c$	圧密降伏応力 $p_c$ kN/m <sup>2</sup>
2.728			36.53	1.089	0.270	402.2

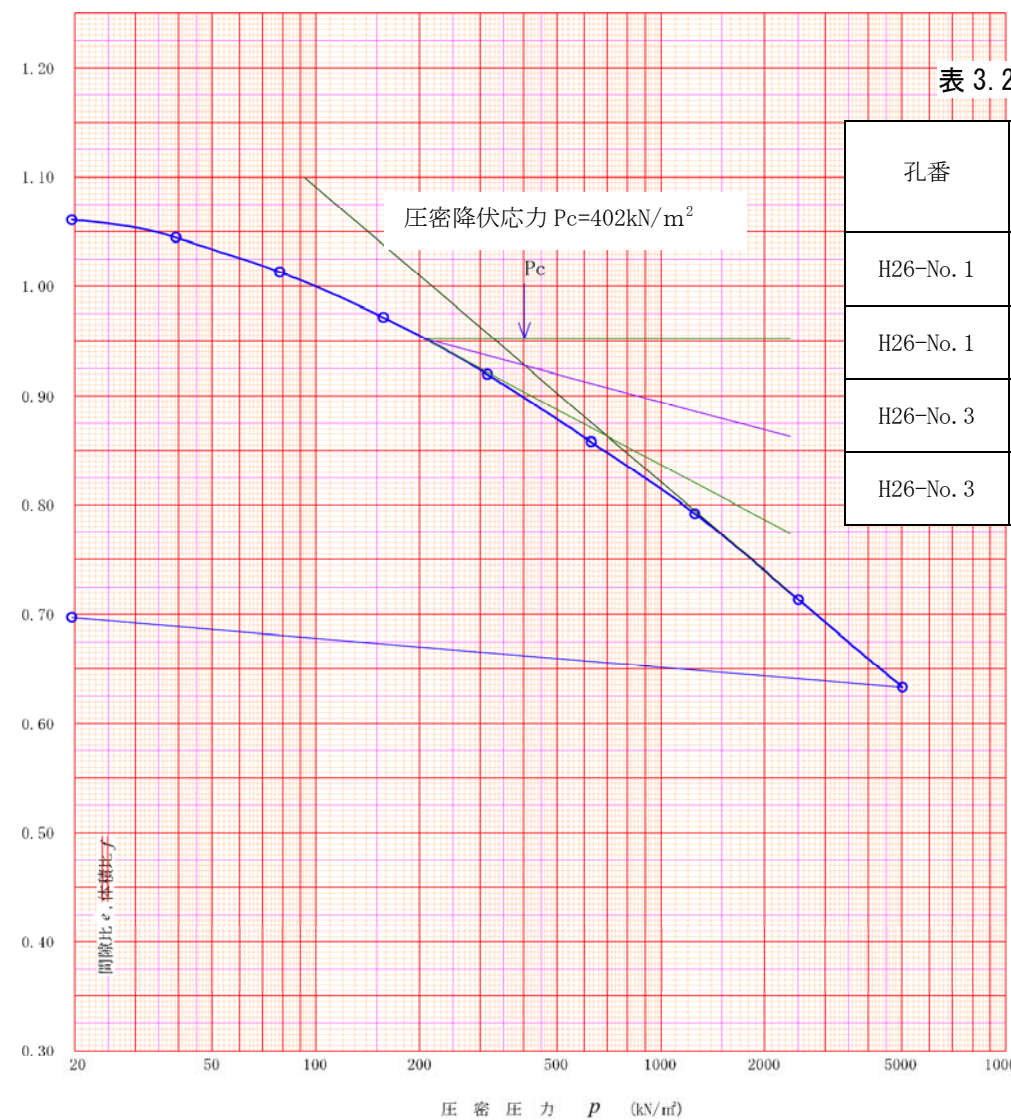


表 3.2.2 圧密降伏応力一覧表

孔番	深度 [m]	盛土区分	圧密降伏応力 $P_c$ [kN/m <sup>2</sup> ]
H26-No. 1	5.3	Ubn	938
H26-No. 1	16.0	Lbn	480
H26-No. 3	6.4	Ubn	492
H26-No. 3	17.5	Lbn	402

図 3.2.5 土の段階載荷による圧密曲線 (H26-No. 3, 深度 17.5m, Lbn)



(3) 透水性

平成 26 年度実施した現場透水試験等の結果を過年度調査結果と合わせて以下のとおり整理した。

盛土層の透水係数は、上位盛土で  $10^{-7} \sim 10^{-8}$  [m/s] であり非常に低く、下位盛土でも  $10^{-6}$  [m/s] と低い。下位盛土と基盤岩との境界付近では  $10^{-4}$  [m/s] であり中位である。盛土層の透水性は全体には低いと考えられるが、無対策の場合は基盤岩との境界付近では局所的にトンネル湧水が生じる可能性が考えられる。

表 3.2.3 現場透水試験結果（盛土層）

孔番	深度(m)	地質	記号	透水係数(m/s)	平衡水位(GL-m)
H26-No.1	6.50m~7.50m	上位盛土	Ubn	$2.71 \times 10^{-7}$	6.39
H26-No.1	19.00m~21.00m	下位盛土	Lbn	$6.79 \times 10^{-4}$	16.15
H26-No.2	1.00m~3.00m	上位盛土	Ubn/Nts	$7.50 \times 10^{-7}$	1.05
H26-No.3	6.00m~7.00m	上位盛土	Ubn	$3.09 \times 10^{-8}$	6.11
H26-No.3	17.00m~18.00m	下位盛土	Lbn	$1.40 \times 10^{-6}$	13.84

盛土の透水性		透水係数 [m/s]											
		$10^{-11}$	$10^{-10}$	$10^{-9}$	$10^{-8}$	$10^{-7}$	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	$10^0$
透水性	実質上不透水	非常に低い	低い	中位	高い								
対応する土の種類	粘性土 {C}	微細砂, シルト, 砂-シルト-粘土混合土 {SF} [S-F] {M}		砂および礫 (GW) (GP) (SW) (SP) (G-M)	清浄な礫 (GW) (GP)								
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位 透水試験	変水位透水試験			定水位透水試験		特殊な変水位 透水試験						
透水係数を間接的に推定する方法	圧密試験結果 から計算	なし			清浄な砂と礫は粒度と 間隙比から計算								

上位盛土 (Ubn) 下位盛土 (Lbn) 基盤との境界付近 (Lbn)  
 「地盤材料試験の方法と解説」 平成 21 年 11 月 地盤工学会編より引用

図 3.2.6 盛土部透水係数表

基盤岩の透水係数は、15 個のデータのうち、不透水のサンプル 5 個（いずれも H20 調査時サンプル）を除いては  $10^{-6} \sim 10^{-7}$  [m/s] であるが、不透水のサンプル 5 個を有することから、基盤岩における地下水の流動は、限られた割れ目を介して行われるものであり、全体としては難透水性岩盤と評価される。

表 3.2.4 現場湧水圧試験結果（基盤岩）

孔番	深度(m)	地質	記号	透水係数(m/s)	平衡水位(GL-m)
H26-No.1	23.00m~26.00m	凝灰質砂岩	Nts	$2.50 \times 10^{-7}$	15.20
H26-No.2	19.00m~22.00m	凝灰質砂岩	Nts	$6.48 \times 10^{-6}$	13.29
H26-No.3	33.00m~36.00m	凝灰質砂岩	Nts	$7.38 \times 10^{-7}$	18.23
H19-No.1	16.00m~19.30m	凝灰質砂岩	Nts	$1.55 \times 10^{-6}$	14.16
H19-No.1	24.00m~27.30m	凝灰質砂岩	Nts	$8.67 \times 10^{-7}$	14.62
H19-No.2'	24.50m~27.80m	凝灰質砂岩	Nts	$3.28 \times 10^{-7}$	15.93
H19-No.4	12.00m~15.00m	凝灰質砂岩	Nts	$3.13 \times 10^{-7}$	6.29
H19-No.4	23.00m~26.00m	凝灰質砂岩	Nts	$1.27 \times 10^{-7}$	16.68
H19-No.5	22.70m~26.00m	凝灰質砂岩	Nts	$6.80 \times 10^{-7}$	16.79
H19-No.6	13.00m~16.00m	凝灰質砂岩	Nts	$6.79 \times 10^{-7}$	8.11
平均値	-	凝灰質砂岩	Nts	$1.20 \times 10^{-6}$	水位回復が認められない データ 5 個を除く全 10 個 による平均値

基盤岩の透水性		透水係数 [m/s]											
		$10^{-11}$	$10^{-10}$	$10^{-9}$	$10^{-8}$	$10^{-7}$	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	$10^0$
透水性	実質上不透水	非常に低い	低い	中位	高い								
対応する土の種類	粘性土 {C}	微細砂, シルト, 砂-シルト-粘土混合土 {SF} [S-F] {M}		砂および礫 (GW) (GP) (SW) (SP) (G-M)	清浄な礫 (GW) (GP)								
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位 透水試験	変水位透水試験			定水位透水試験		特殊な変水位 透水試験						
透水係数を間接的に推定する方法	圧密試験結果 から計算	なし			清浄な砂と礫は粒度と 間隙比から計算								

15 個のうち 5 個、水位の回復が認められない  
 15 個のうち 10 個、透水性を有する部位の透水性  
 「地盤材料試験の方法と解説」 平成 21 年 11 月 地盤工学会編より引用

図 3.2.7 基盤岩透水係数表

(4) 地下水位状況

過年度からの継続観測による地下水位の変動状況は下記のとおりである。

- ・年間変動幅は、傾斜部 (No. 5) は 10m 弱程度となっているが、その他は概ね 5m 弱程度である。
- ・各観測孔の水位変化は平成 20～平成 25 年まで概ね同じ傾向である。
- ・H19-No. 1、H19-No. 2'、H19-No. 3 付近の水位は概ね等しい。
- ・H19-No. 4、H19-No. 5、H19-No. 6 はトンネル縦断方向 (現地地形方向) に動水勾配がある。

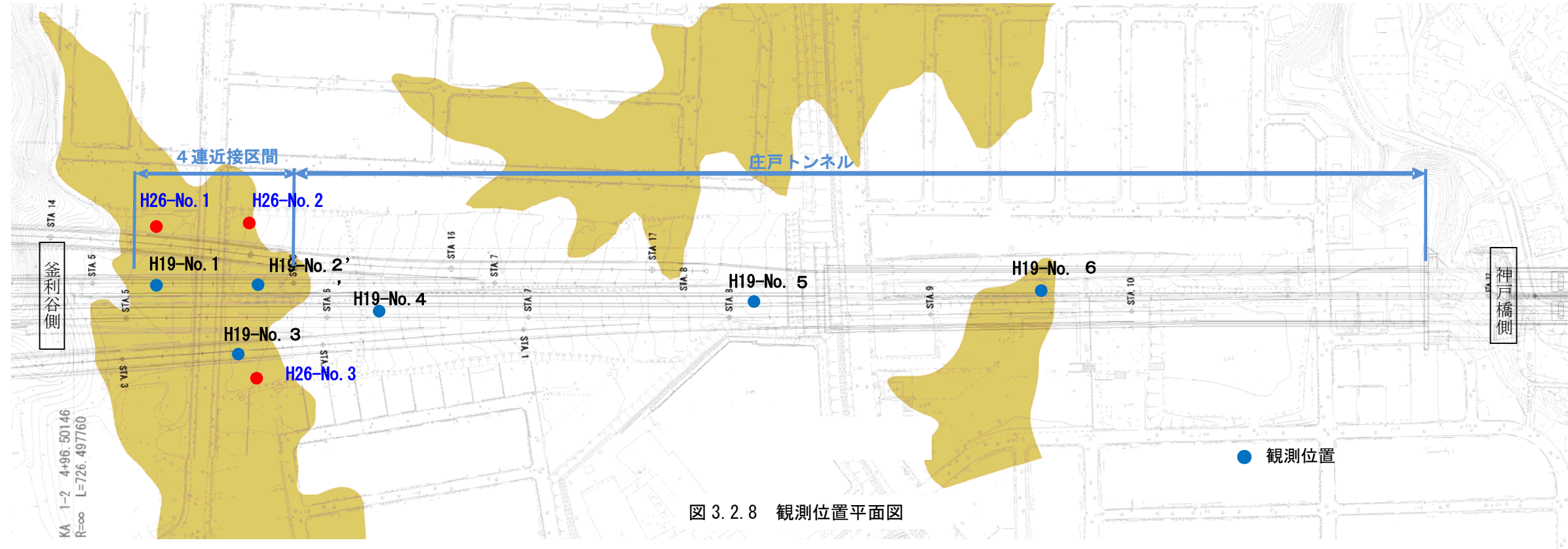


図 3.2.8 観測位置平面図

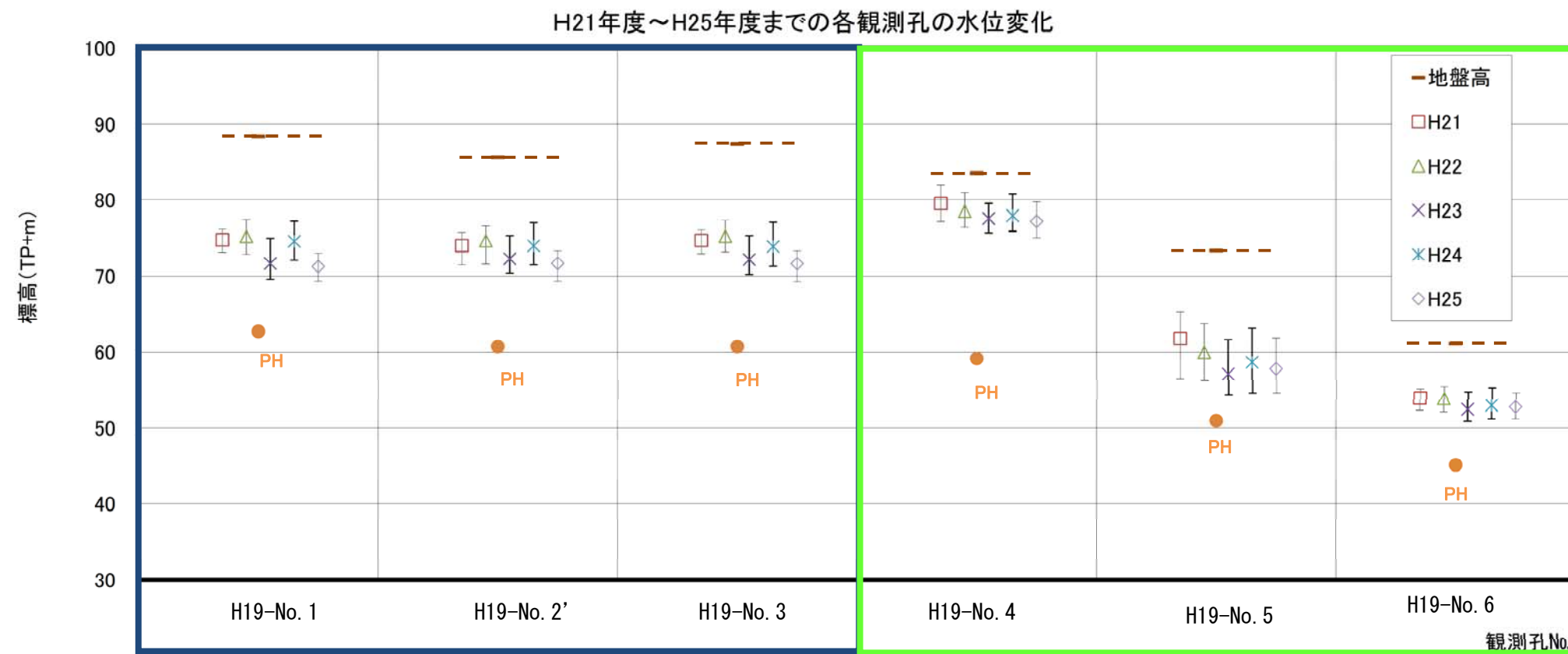


図 3.2.9 地下水位状況図

(5) 盛土部における地下水位・流速調査

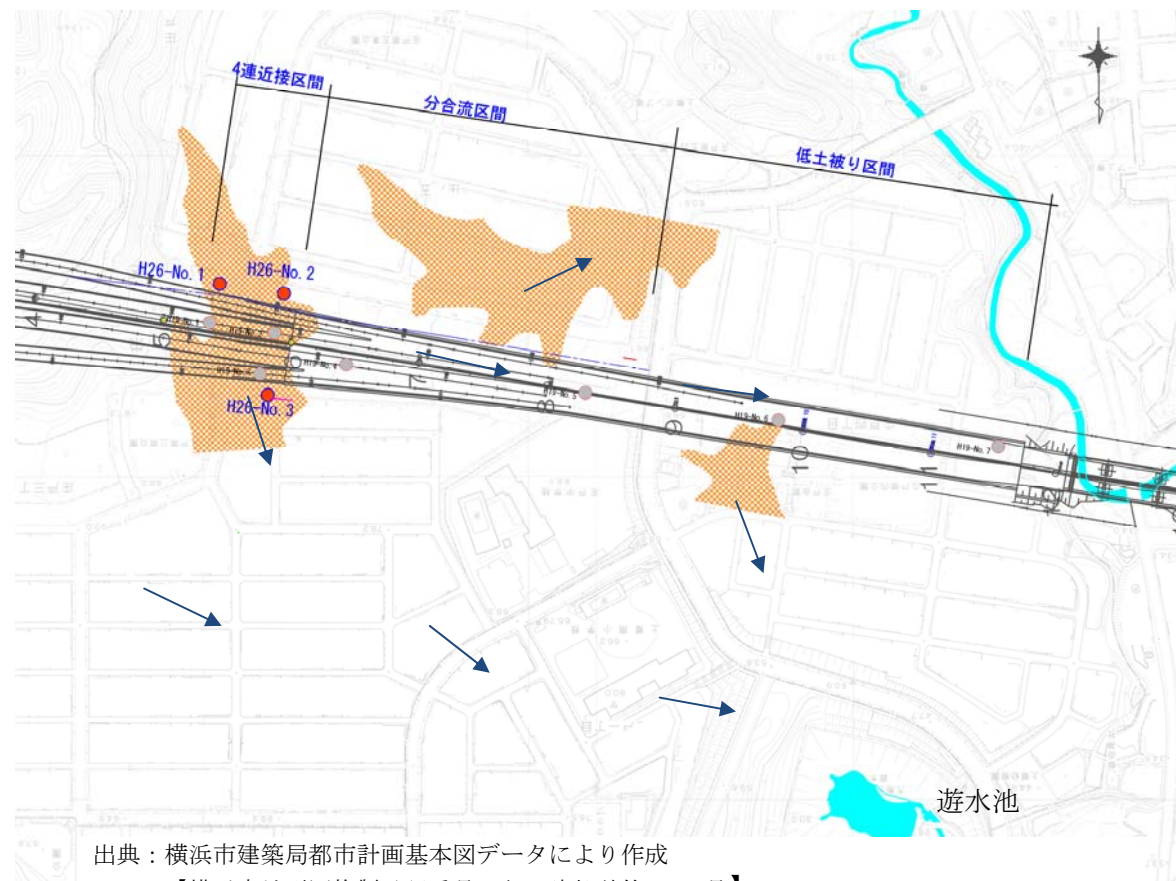
追加土質調査時に実施した地下水位及び流速調査の結果は1)、2) のとおりである。

○地下水の流れ

交差する盛土部の地下水は旧谷地形に沿って遊水池方向へ流下している。  
 基盤岩部の地下水は現況地形（トンネル縦断方向）に沿って流下している。



図 3.2.10 庄戸地区俯瞰写真



出典：横浜市建築局都市計画基本図データにより作成  
 【横浜市地形図複製承認番号 平 27 建都計第 9113 号】

図 3.2.11 全体平面図

1) 地下水位調査

追加設置した3孔を含む盛土部全6孔の水位一斉観測の結果を以下に示す。  
 全ての観測孔の水位は標高 73m 付近に位置し、調査地点における動水勾配は明確でない状況である。

表 3.2.5 水位観測結果一覧表 (H26.11.4 測定)

孔番	地盤高 (m)	対象地下水		水位	
		地質	記号	(GL-m)	標高 (m)
H26-No.1	88.698	下位盛土	Lbn	15.02	73.68
H26-No.2	86.150	凝灰質砂岩	Nts	12.66	73.49
H26-No.3	87.333	下位盛土	Lbn	13.67	73.66
H19-No.1	88.450	凝灰質砂岩	Nts	14.78	73.67
H19-No.2'	85.670	下位盛土	Lbn	12.06	73.61
H19-No.3	87.420	下位盛土	Lbn	13.74	73.68

2) 流速調査

追加設置した3孔において流速調査を実施した結果を以下に示す。  
 結果は参考値\*であるが、流速はいずれも  $10^{-5} \sim 10^{-6} \text{m/s}$  の範囲にありかなり遅い。

※参考値、本流向流速測定は極めて限られた範囲における地下水流を評価するものであり、測定孔近傍の地山性状（調査地の場合、盛土における岩ズリや礫の混入状況、岩盤部における割れ目の分布状況）により少なからず影響を受けることから測定結果は必ずしも調査地全域の地山地下水の流れを代表するものとは限らない。

表 3.2.6 流向流速測定結果 (H26.12.8~9) 測定

孔番	測定深度 (GL-m)	地質	記号	測定直前 地下水温度 (°C)	測定結果		測定時孔内水位 (GL- m (標高 m))
					流速 (m/s)	流向_磁北※ (真北)	
H26-No.1	19.5	下位盛土	Lbn	16.1	$9.3 \times 10^{-6}$	N61.2° E 方向 (N54.1° E)	16.11 (72.59)
H26-No.2	19.0	凝灰質砂岩	Nts	16.2	$4.1 \times 10^{-5}$	N0.7° E 方向 (N6.4° W)	13.57 (72.58)
H26-No.3	30.0	盛土下部	Lbn	16.1	$4.8 \times 10^{-6}$	N83.7° E 方向 (N76.6° E)	14.77 (72.56)

※測定値は磁北値。真北値への変換は 7.1° 西偏(2010\_戸塚)として算定した。N61.2° E とは、北から 61.2° 東方向に行った方向を指す。

3) 考察

これら観測結果より、今般の調査箇所及び時期における盛土部付近の地下水の流れは、次のようにまとめられる。

- ① 全ての観測孔水位が標高 73.49m~73.68m の範囲にあり、動水勾配が明確ではない。
- ② 下位盛土地下水位と凝灰質砂岩の水位に違いがみられない。
- ③ 水位の分布、流速測定結果から、少なくともこの時期の地下水流速は非常に遅い

また、盛土部の透水係数が低いことも合わせると、盛土部付近の地盤に多量の地下水が流れている可能性は小さいと考えられる。

豊水期や豪雨時には、一時的に流速および流量が増えることも考えられるが、背面に広範囲な地下水涵養域となるような山体がないことから、一定期間連続して多量の地下水流動が生じる可能性は小さいと考えられる。

(6) 土質定数の精査

追加土質調査結果を踏まえて地盤定数を次のとおり精査する。

なお、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」では、地盤反力度等の算定において孔内水平載荷試験結果  $E_0$  に対する換算係数  $\alpha = 4$  の適用が一般的であり、トンネル数値解析に用いる変形係数  $E$  についてもこれに準じて、一般的には  $E_0 \times 4$  としているが、過年度検討会（庄戸トンネル検討会・平成19年～平成21年）における「解析値はひとつの目安と捉えるべき。（庄戸トンネルは、超大断面・低土被りなど解析の評価が）難しいケースであり、解析値は慎重に扱う必要がある」、「物性値にはある程度の幅を持たせて解析する考え方もある」等の意見を踏まえ、 $\alpha = 1$  として設計計算を行う方針とする。また、変形係数  $E_0$  は2つの手法により算出された値のうち、安全側の値を採用することとした。

■精査した地盤定数

表 3.2.7 地盤定数一覧表

地層	N値 (回)	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	初期ポアソン比 $\nu_0$	変形係数 E		粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\phi$ (°)
				上段：孔内水平載荷試験で測定した 変形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> ) 下段：N 値換算値 ( $E_0 = 700N$ )	$E = \alpha E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )		
Ubn 層 (上位盛土層)	16	20.0	0.33	13,650 11,200	11,200	100	0
Lbn 層 (下位盛土層)	8	18.0	0.33	5,433 5,600	5,400	35	0
Nts 層 (基盤層)	126	20.0	0.30	369,000 —	369,000	900	24

表-解 9.6.1 変形係数  $E_0$  と  $\alpha$

変形係数 $E_0$ の推定方法	地盤反力係数の換算係数 $\alpha$	
	常時、暴風時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

「道路橋示方書・同解説IV下部構造物編」より

■これまでの地盤定数

表 3.2.8 過年度地盤定数一覧表

地層	N値 (回)	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	初期ポアソン比 $\nu_0$	孔内水平載荷試験で測定した 変形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 E		粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\phi$ (°)
					$E = \alpha E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$		
bs 層 (盛土層)	11	18.5	0.33	21,925	87,000	$\alpha = 4$	70	0
					21,000	$\alpha = 1$		
Nts 層 (基盤層)	126	19.6	0.30	368,077	1,472,000	$\alpha = 4$	1,400	21
					368,000	$\alpha = 1$		

標準貫入試験 N 値および孔内水平載荷試験による変形係数の関係

一般には、標準貫入試験による N 値から、 $E = 0.7N$  (MPa)、(従来は  $7N \text{kgf/cm}^2$ ) として設定される変形係数と、孔内水平載荷試験による変形係数  $E_p$  や一軸または三軸圧縮試験による変形係数  $E_c$  は、地盤材料に関わらずほぼ一致しているものとされている<sup>4), 5)</sup>

トンネルライブラリー16号より

3-3. 幾何構造

(1) 線形

線形については図 3.3.1 平面図及び図 3.3.2 縦断面図に示すとおりとする。

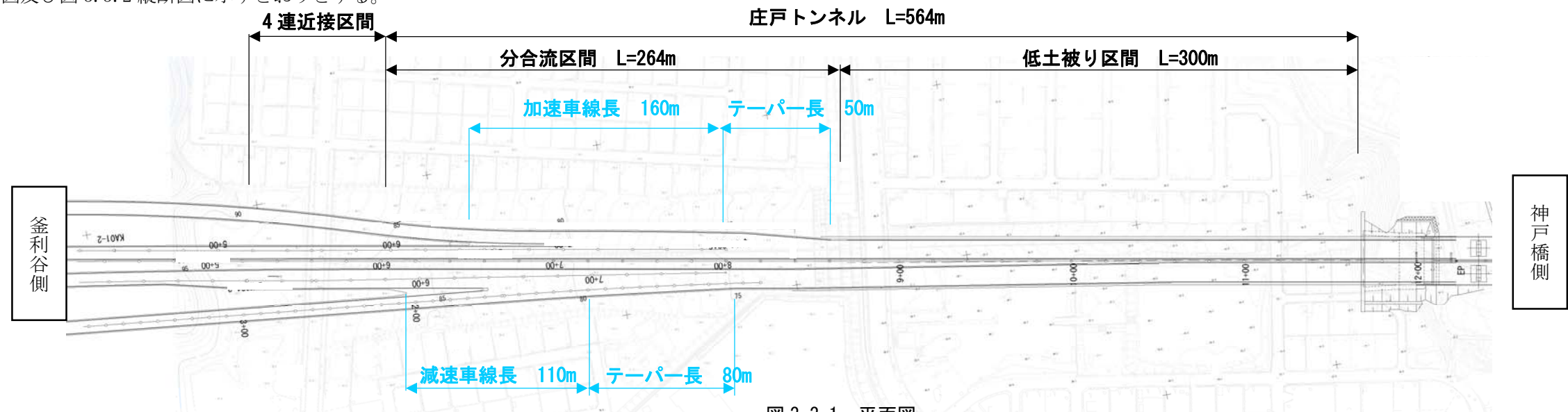


図 3.3.1 平面図

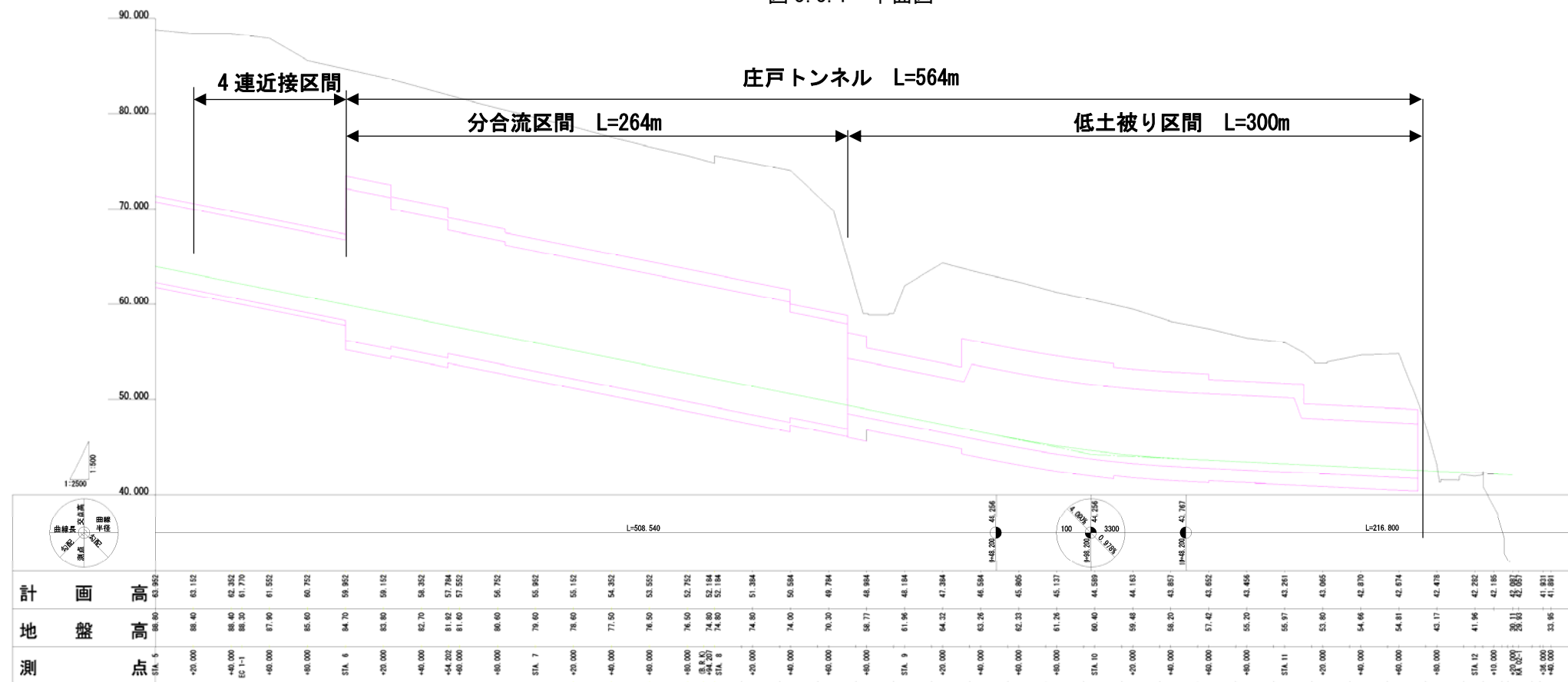


図 3.3.2 縦断面図

(2) 幅員

表 3.3.1 道路幅員等一覧表

	道路規格	設計速度	車線数	幅員
本線	第1種第3級A規格	80 km/h	6車線 (片側3車線)	12.0m (0.75+3.50@3+0.75)
ランプ	A規格	60 km/h	2車線	8.5m (0.75+3.50@2+0.75)

3-4. 交差条件等

(1) 交差物件

当該区間は3本の横浜市道と交差している。

表 3.4.1 交差物件一覧表

	交差箇所-1	交差箇所-2	交差箇所-3
交差位置	STA. 5+60	STA. 8+80	STA. 11+20
交差物件	横浜市道 庄戸 第356号線	横浜市道 庄戸 第217号線	横浜市道 庄戸 第409号線
主な支障物	<ul style="list-style-type: none"> <li>埋設管 (横浜市上水道、下水道(雨水)、東京ガス)</li> <li>架空線 (東京電力、KDDI)</li> <li>街路灯、街路樹</li> <li>バス停 (神奈川中央交通)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>埋設管 (横浜市上水道、下水道(雨水・汚水)、東京ガス、NTT)</li> <li>架空線 (東京電力、NTT、CATV)</li> <li>街路灯、街路樹</li> <li>バス停及びバス回転場 (神奈川中央交通)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>埋設管 (横浜市上水道、下水道(雨水・汚水)、東京ガス)</li> <li>架空線 (東京電力)</li> </ul>

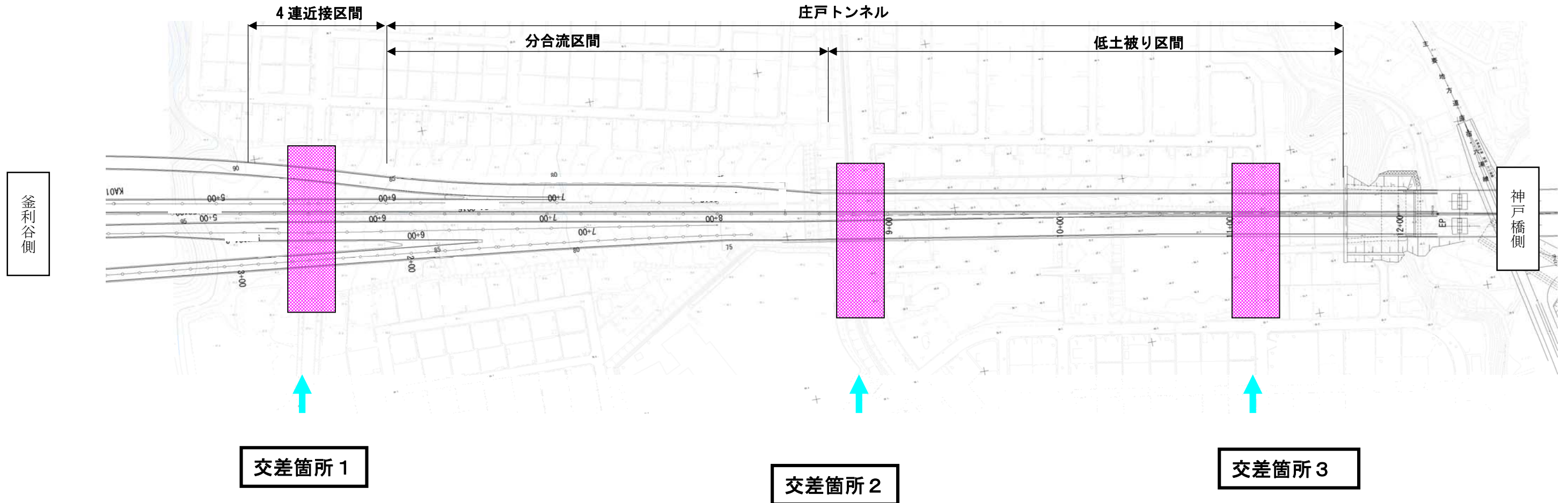
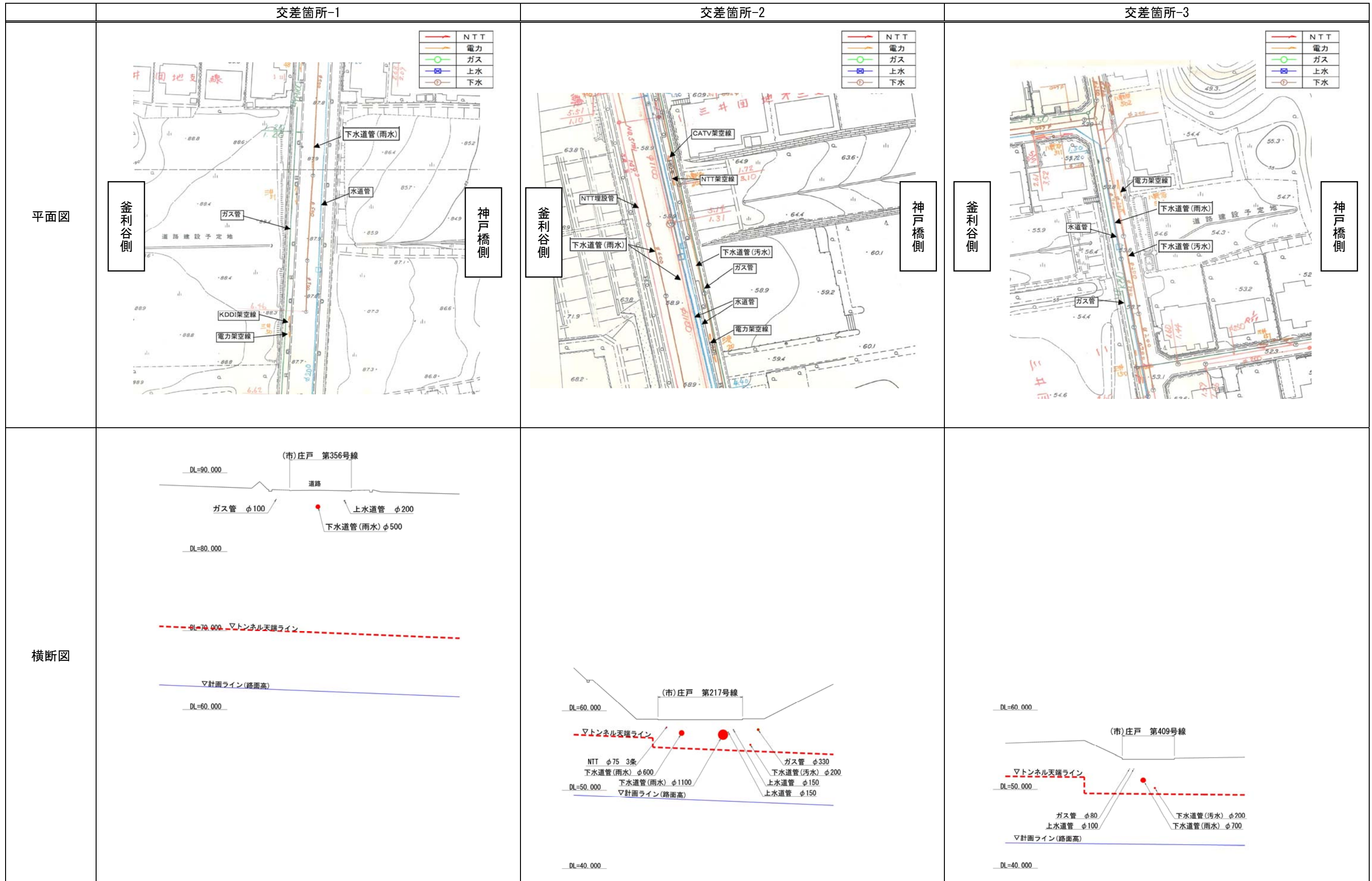


図 3.4.1 交差物件位置図

(2) 交差状況

表 3.4.2 交差物件詳細位置一覧表


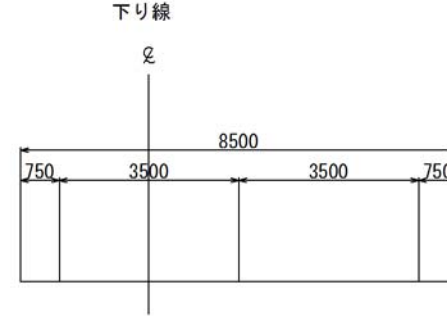
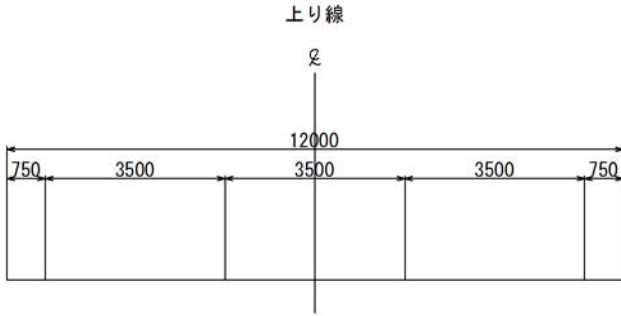
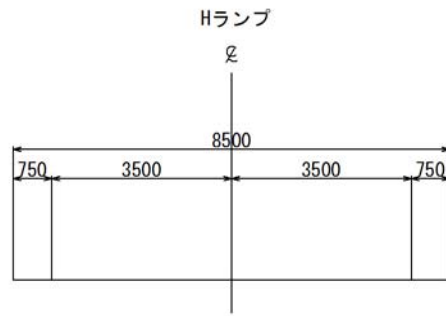
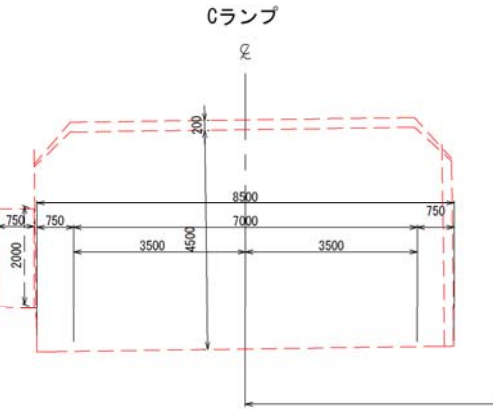
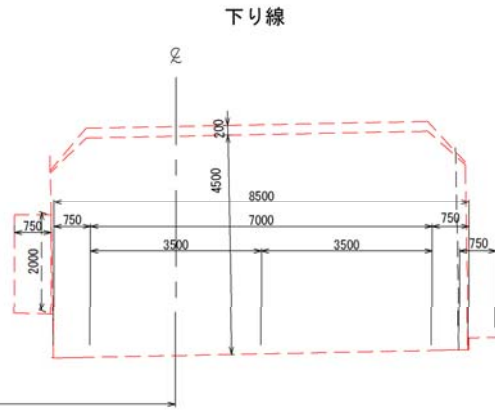
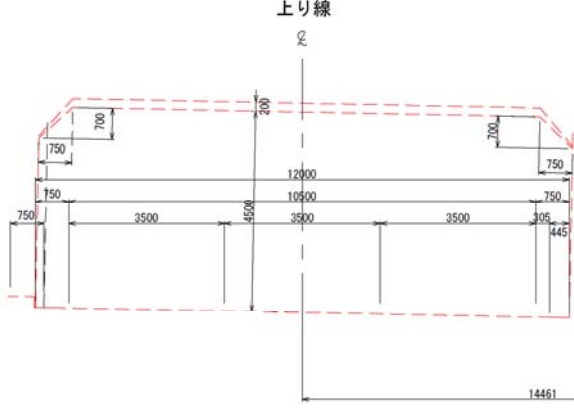
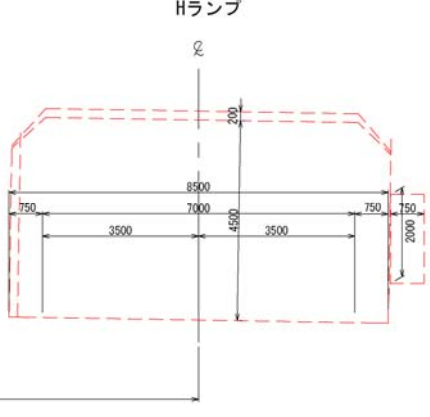


#### 4. トンネル断面の検討

##### 4-1. 分合流区間の基本断面と覆工構造

道路規格、幅員構成等については下記のとおり設定する。

表 4.1.1 分合流区間の標準幅員および建築限界（最大断面部となる下り線 STA. 6+00位置）

	下り線		上り線	
道路規格	(本線) 第1種第3級A規格	(ランプ) 第2級A規格	(本線) 第1種第3級A規格	(ランプ) 第2級A規格
設計速度	(本線) V=80 km/h	(ランプ) V=60 km/h	(本線) V=80 km/h	(ランプ) V=60 km/h
車線数	(本線) 2車線	(ランプ) 2車線	(本線) 3車線	(ランプ) 2車線
標準幅員				
建築限界				

##### (1) 基本断面

分合流区間は、本線3車線とランプ2車線からなる（最大断面部）大断面で計画されている。

中日本高速道路株式会社 設計要領第三集 (1)トンネル本體工建設編（第二東名・名神高速道路）を参考に、内空縦横比0.55、上半真円率0.88程度の5芯円を基本として、建築限界を満足する最小断面を基本断面とする。

- ・内空縦横比 : 0.55 (内空天端の高さ～下半掘削盤) / トンネル内空幅
- ・上半真円率 : 0.88 (SL～内空天端の高さ) / (トンネル内空幅 / 2)
- ・インバートすり付け半径 :  $R3 = 2.5\text{m}$
- ・インバート内空半径 :  $R4 = R1 \times 2.5$

上記基本断面に対して、構造安定性を踏まえた断面の検討を行う。

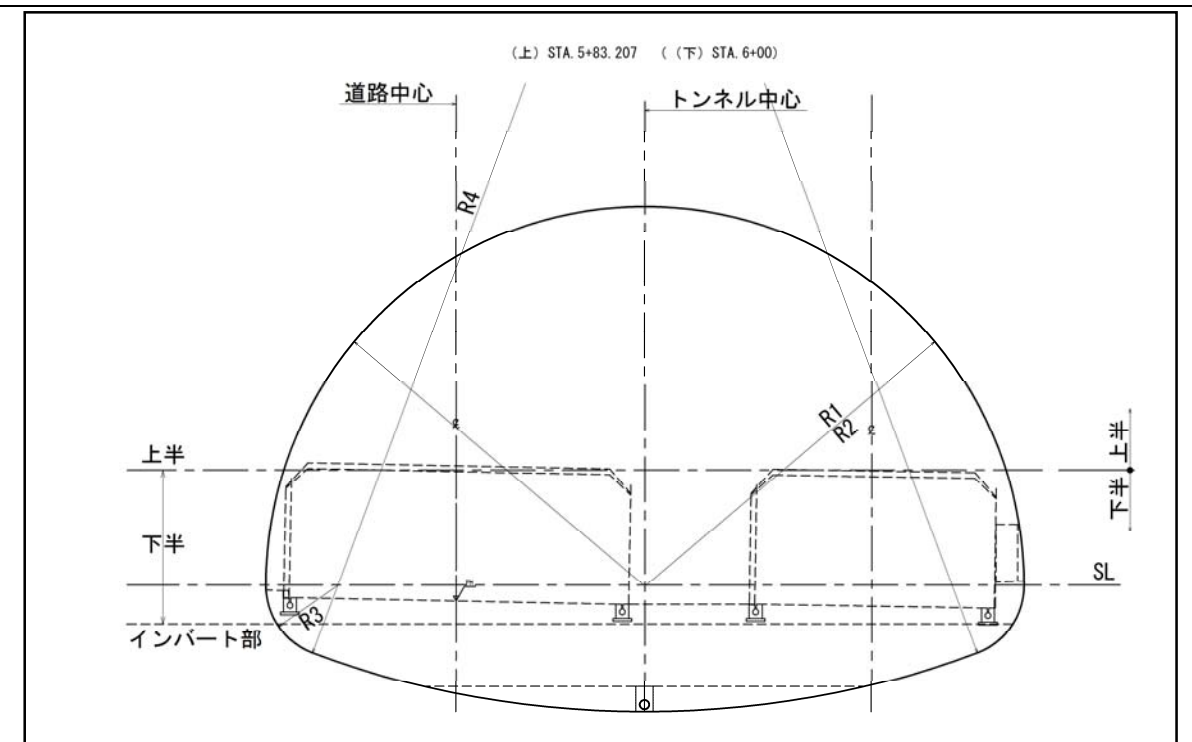


図 4.1.1 基本断面（第二東名・名神の内空イメージ）（上り線 最大断面）



## (2) 覆工構造

### ① 設計手法

図 4.1.2 に示す「はりばねモデル」を用い断面力を算出し、「許容応力度設計法」にて応力照査を実施した。

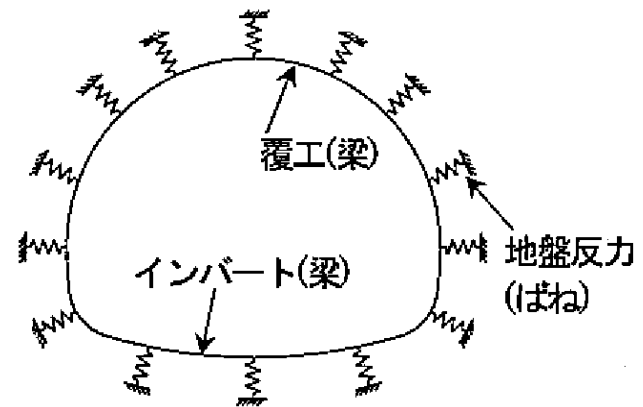


図 4.1.2 解析手法概要図

### ② 作用荷重

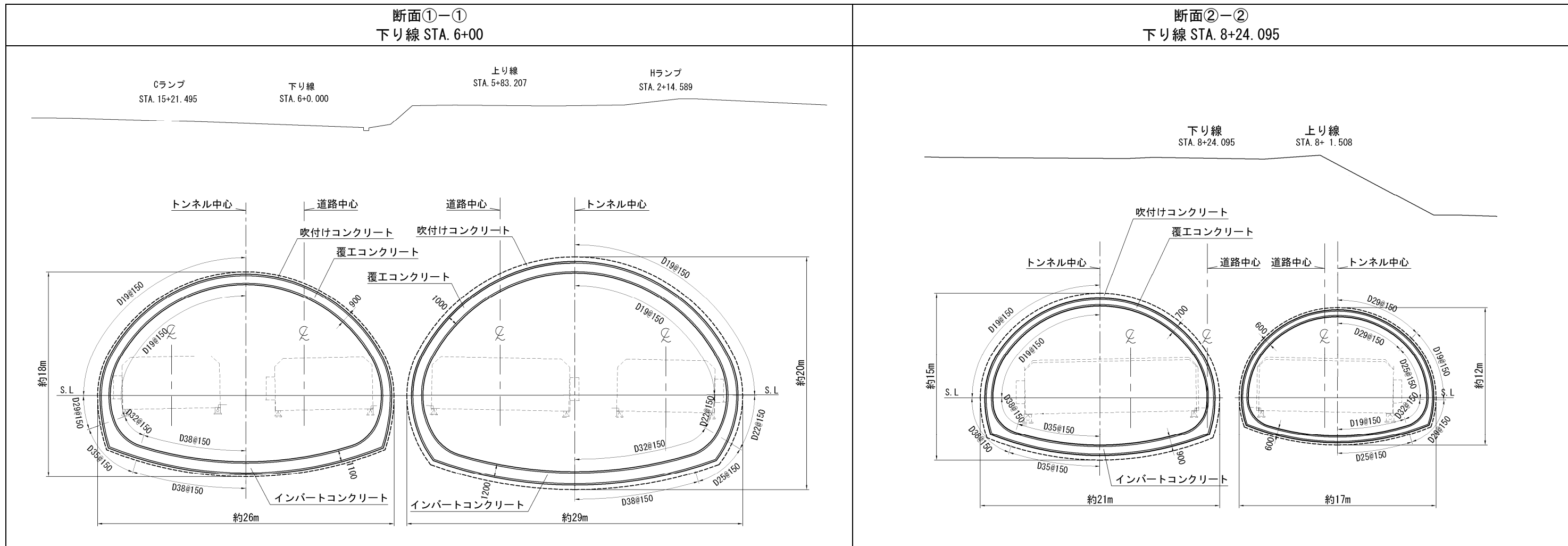
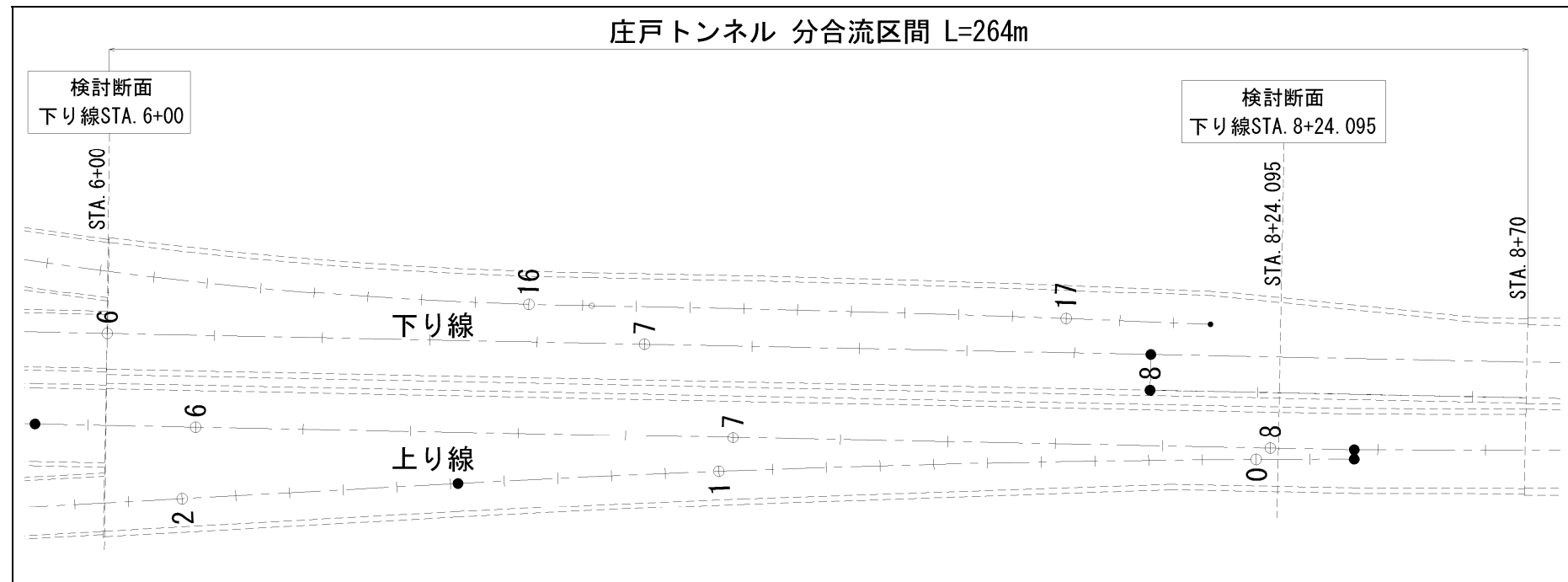
NA TMトンネルにおいては、作用荷重を地山と支保工で負担し、覆工には負担させないことが一般的であるが、本トンネルでは構造特性（低土被りかつ大断面、供用時防水構造等）および周辺土地利用状況を踏まえ、通常のNA TMトンネルのように地山と支保工で作用荷重を保持させるだけでなく、覆工にもすべての作用荷重を負担させる、最も厳しい条件の考え方とする。

### ③ 設計条件（作用荷重）

- ・自重としては覆工RCの構造物の重量を考慮する。
- ・鉛直土圧は全土被り荷重を作用させる。
- ・水平土圧は鉛直土圧に対して側方土圧係数 0.5 を乗じる。
- ・作用水圧は最高水位と最低水位を設定する。
- ・上載荷重として交通荷重（活荷重）による影響はないが「10kN/m<sup>2</sup>」を見込む。

④ 覆工断面形状

覆工構造の検討結果を踏まえた覆工断面形状を以下に示す。



※図中の鉄筋表記は構造解析における主筋鉄筋量を示しているが、今後施工可能な鉄筋長さ、鉄筋の定着位置を踏まえて精査する。  
 図 4.1.3 分合流区間のトンネル断面

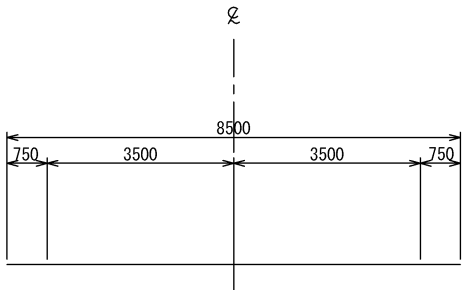
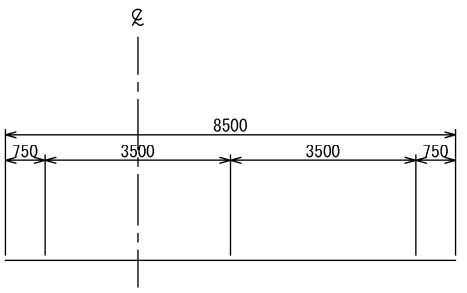
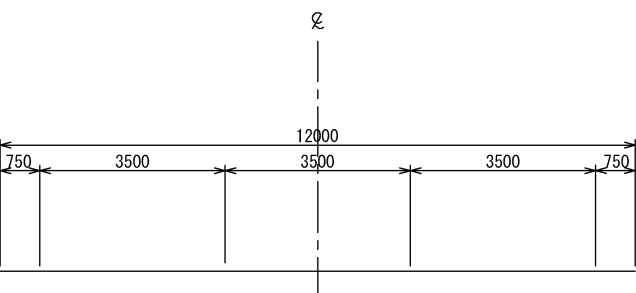
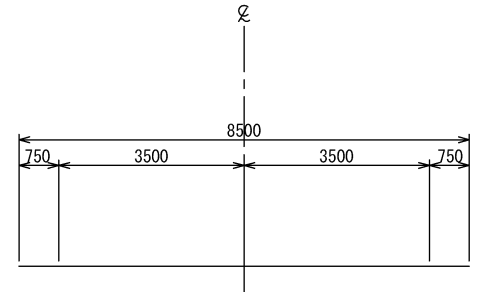
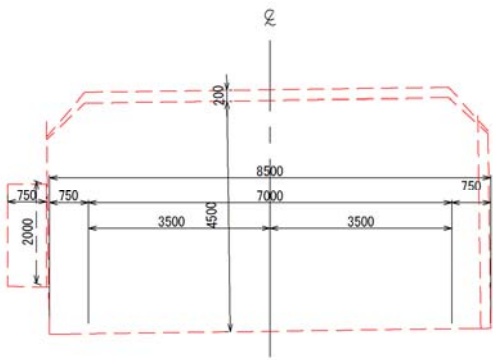
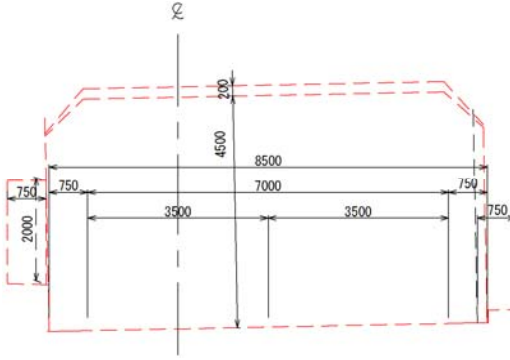
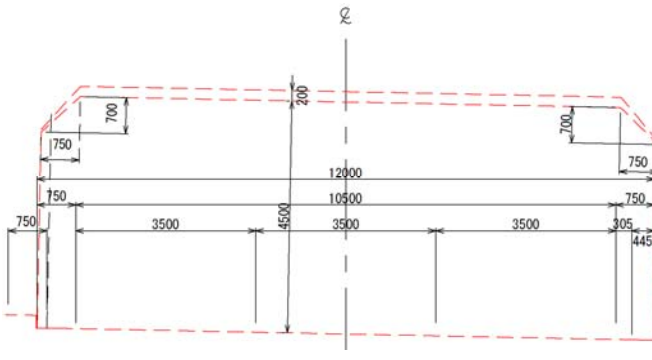
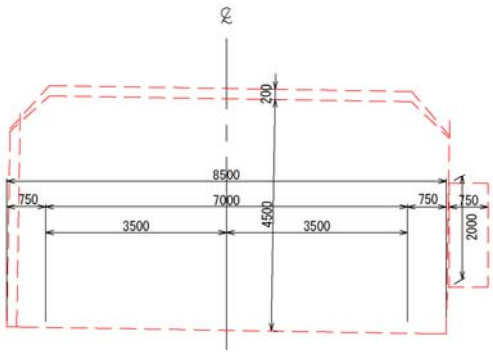
4-2. 4連近接区間の基本断面と覆工構造

(1) 内空断面の検討

① 検討条件

道路規格、幅員構成等については表 4.2.1 に示すとおり設定する。

表 4.2.1 4連近接区間の標準幅員および建築限界（分合流区間との接続位置となる下り線 STA. 6+00 位置）

	Cランプ	下り線	上り線	Hランプ
道路規格	第2級A規格	第1種第3級A規格	第1種第3級A規格	第2級A規格
設計速度	V=60km/h	V=80km/h	V=80km/h	V=60km/h
車線数	2車線	片側2車線	片側3車線	2車線
幅員構成 (標準)				
建築限界				

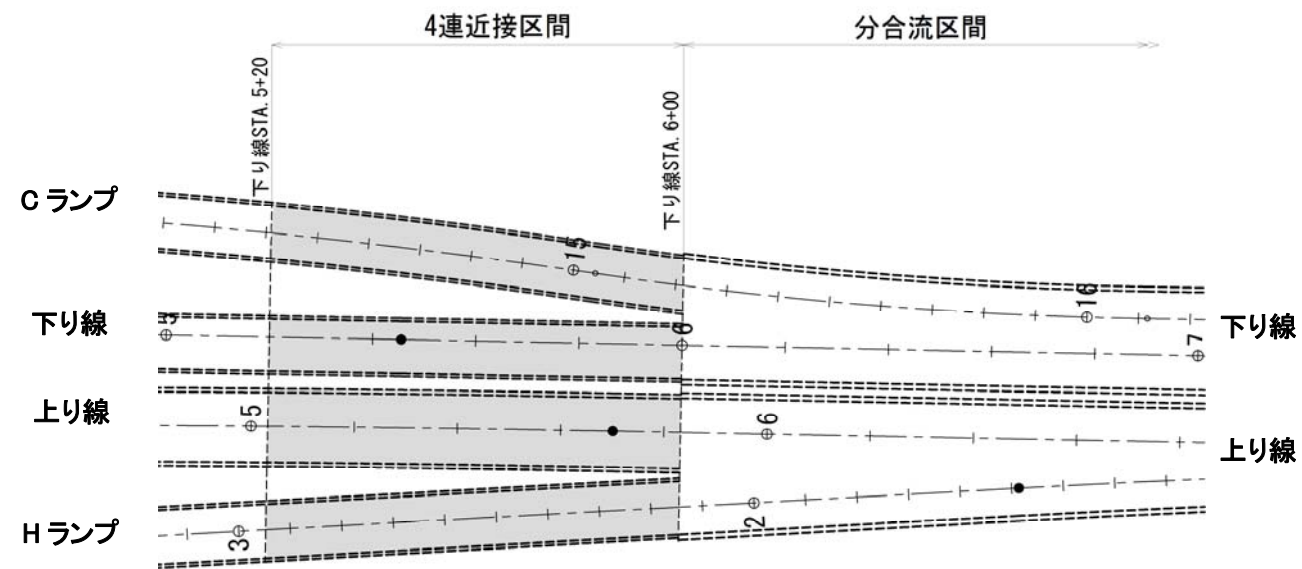
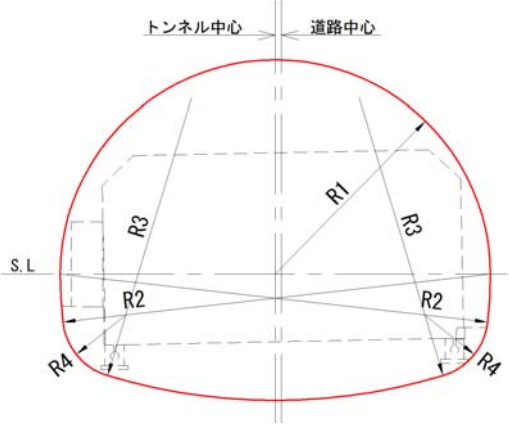
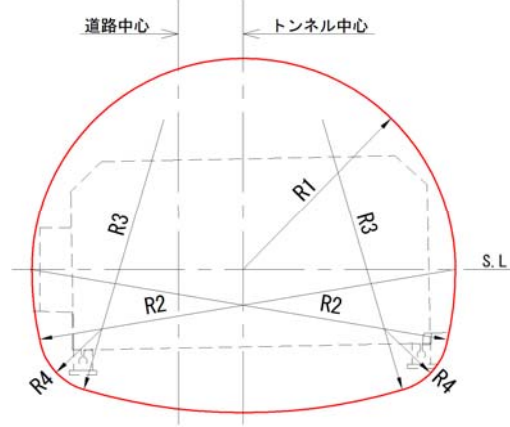
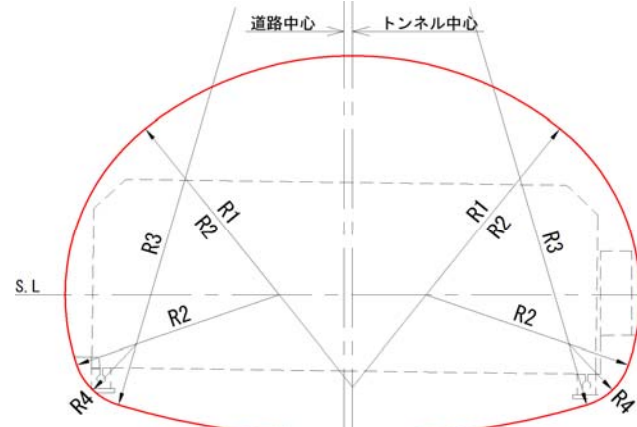
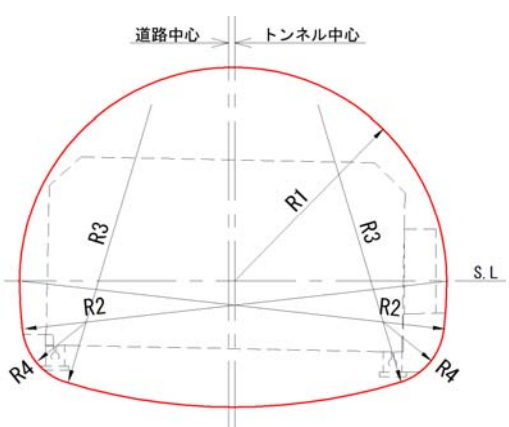


図 4.2.1 4連近接区間の位置平面図

②基本断面

東日本高速道路株式会社 設計要領第三集 トンネル本土工建設編に基づき基本断面を設定した。基本断面を以下の表 4.2.2、図 4.2.2 に示す

表 4.2.2 基本断面

	Cランプ	釜利谷西トンネル 下り線	釜利谷西トンネル 上り線	Hランプ
内空断面				
内空断面積	約 68m <sup>2</sup>	約 66m <sup>2</sup>	約 102m <sup>2</sup>	約 68m <sup>2</sup>

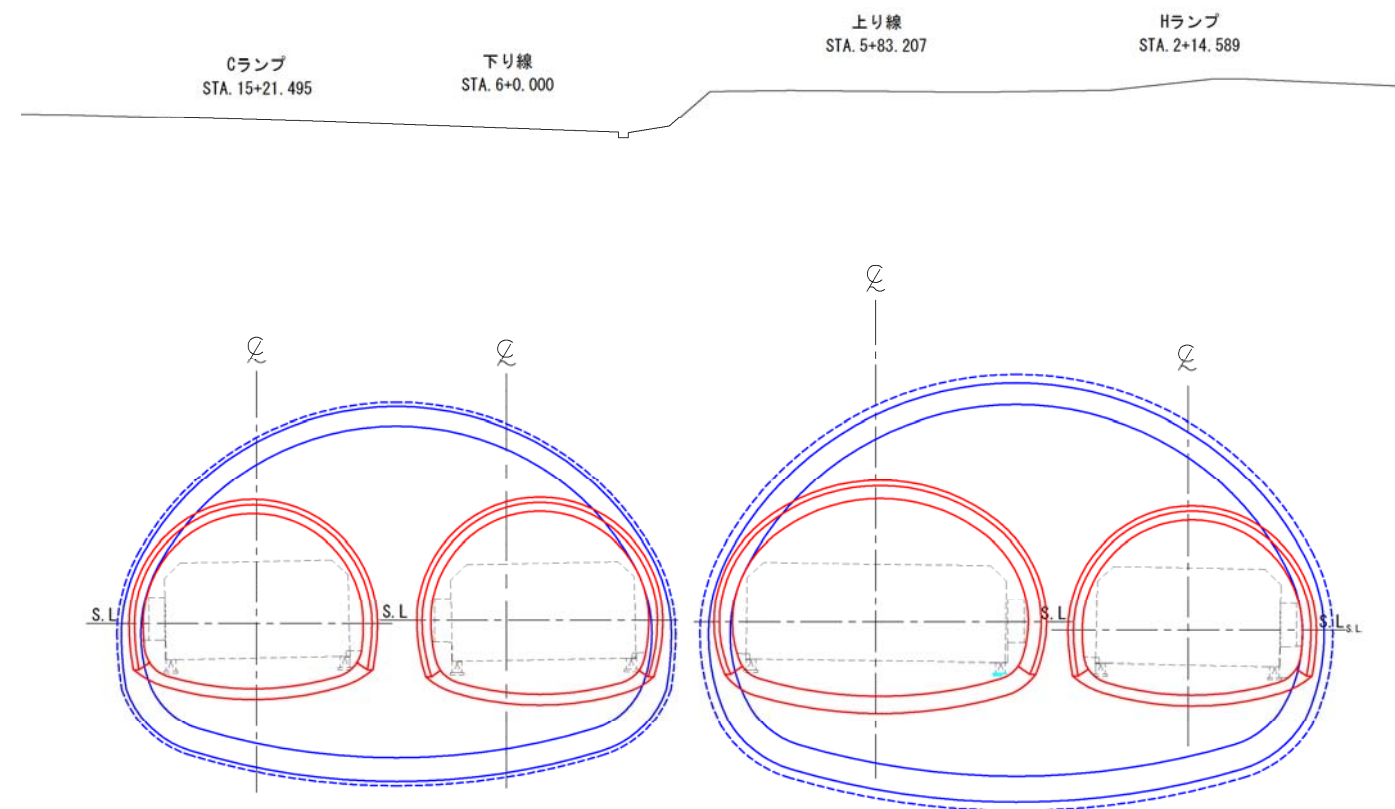
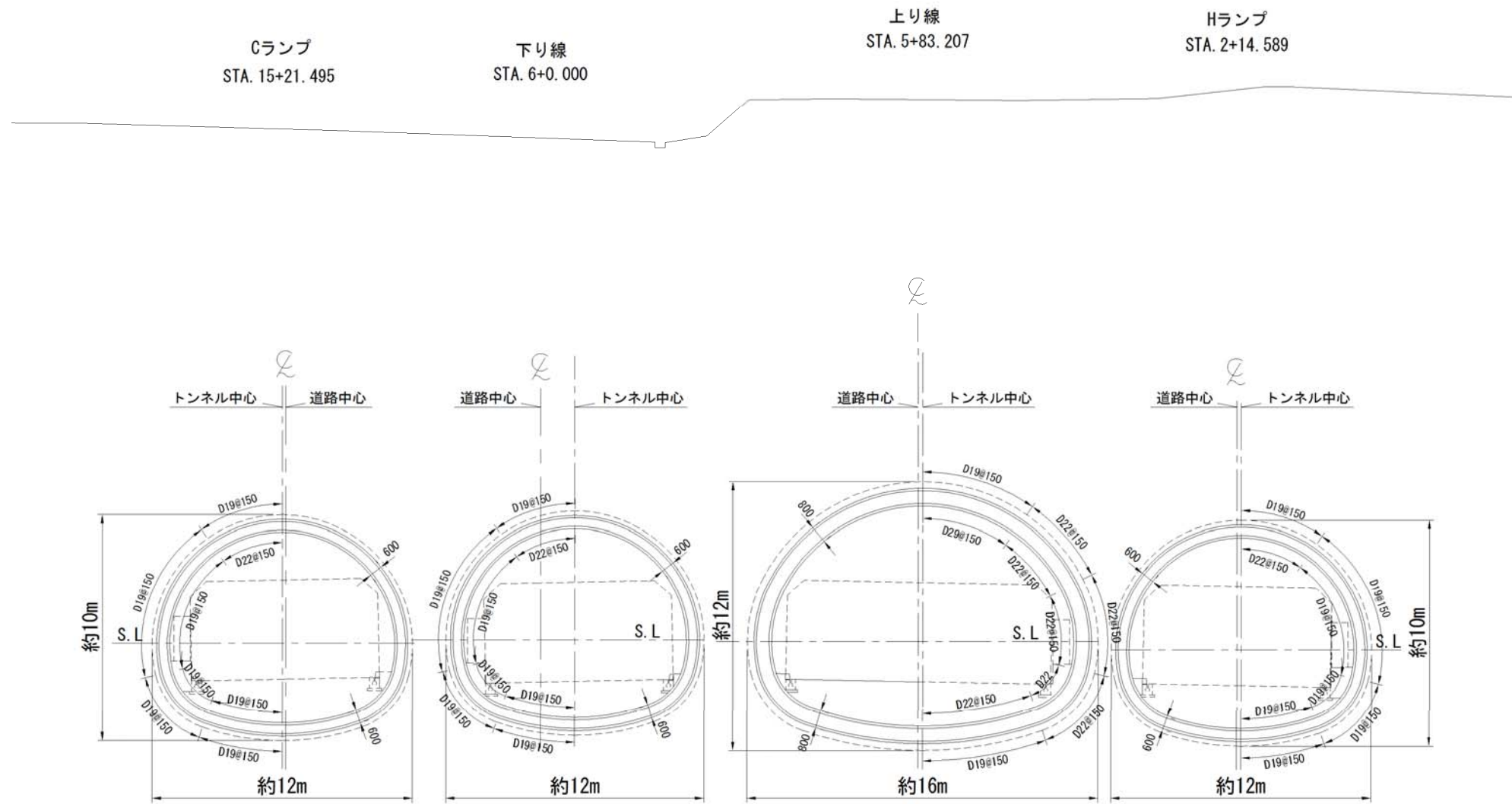


図 4.2.2 4 連近接区間基本断面 (下り線 STA. 6+00)

(2) 覆工構造の検討

4連近接区間においても分合流区間と同様に覆工構造の検討を行った。その結果を以下に示す。



※図中の鉄筋表記は構造解析における主筋鉄筋量を示しているが、今後施工可能な鉄筋長さ、鉄筋の定着位置を踏まえて精査する。

図 4.2.3 4連近接区間のトンネル断面

5. トンネル設計・施工方法の検討

5-1. 盛土部のトンネル安定化対策

盛土部掘削区間における地盤改良は、地盤の安定性向上と工事中の止水性向上を確実に図るため、地上からの高圧噴射攪拌工法による改良を基本とする。地盤改良範囲を図 5.1.1 に示す。

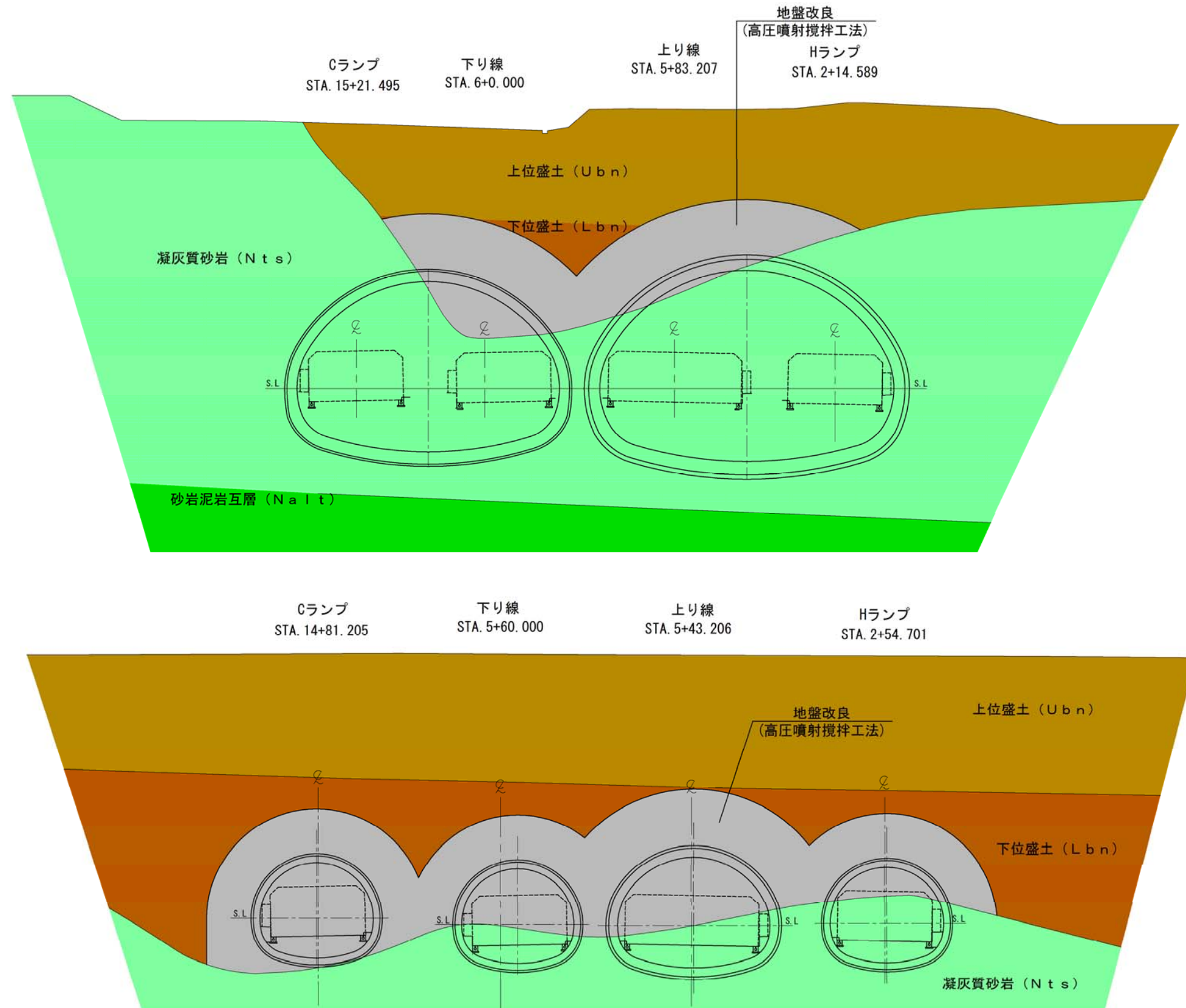


図 5.1.1 盛土部の地盤改良

5-2. 分合流区間の設計・施工方法

(1) 掘削工法の検討

第1回検討会においては、盛土部の支持力が期待できない区間について脚部安定性確保の観点から側壁導坑方式、基盤岩区間については中央導坑先進・上半先進工法としたが、H26年度追加土質調査結果よりトンネル支保工脚部は堅固な基盤岩に支持されることから、中央導坑を先進させることを前提とした案2)中央導坑先進・上半先進工法を採用する方針とする。

表 5.2.1 掘削工法比較表

	案1) 中央導坑先進・補助ベンチ付き全断面工法	案2) 中央導坑先進・上半先進工法	案3) 中央・側壁導坑先進・上半先進工法
概要図	<p>①上半・下半・インバート部掘削 (全断面掘削)</p> <p>②断面閉合し、インバート部埋戻し</p> <p>①～②を繰り返す</p>	<p>①上半掘削</p> <p>②下半、インバート部掘削、断面閉合</p> <p>※上半掘削は完了させる</p> <p>①上半掘削で貫通させたのち、②下半とインバート閉合を交互に繰り返す。</p>	<p>①上半掘削</p> <p>②下半、インバート部掘削、断面閉合</p> <p>※上半掘削は完了させる</p> <p>①上半掘削で貫通させたのち、②下半とインバート閉合を交互に繰り返す。</p>
断面閉合安定性	インバートの閉合までは案2)よりも期間が比較的短い、掘削ボリュームが多く、閉合するまでに時間を要するため、脚部の安定化を図っておく必要がある。 △	全断面のインバートの閉合までに期間を要するため、脚部の安定化を図る必要がある。脚部地耐力検討の結果、インナーリブや仮インバートなどにより支保工脚部の接地幅を増やすなどして地耐力確保は可能である。 ○	側壁・下半支保工が先行して構築されることになるが、上半支保工を設置して下半支保工と接合、その後、インバート支保工によって閉合されるには時間を要するが、断面閉合までのトンネルの安定性は確保される。 ○
切羽作業の安全性	切羽高が約20mクラスとなり、小さい岩片の落下でもエネルギーが大きく、切羽に接近しての作業が困難である。 ×	掘削機械の施工高さに応じた上半盤の設定が可能で、切羽高は10m程度で施工可能である。そのため、案1)よりも切羽安定に対するコントロールがしやすい。 ○	掘削機械の施工高さに応じた上半盤の設定が可能で、切羽高は10m程度で施工可能である。そのため、案1)よりも切羽安定に対するコントロールがしやすい。 ○
追加対策の対応性	切羽高が約20mクラスで、切羽面積も極めて広い、地山の安定性確保に対して、坑内から追加的に実施する汎用の補助工法では規模が小さく対応が困難である。 △	切羽面積が案1)より小さいため、地山の安定性確保に対して、坑内から追加的に実施する汎用の補助工法で対応が可能である。 ○	切羽面積が案1)より小さいため、地山の安定性確保に対して、坑内から追加的に実施する汎用の補助工法で対応が可能である。 ○
工事用道路トンネルの位置づけ	2車線トンネル分のNATM中央導坑を工事用道路トンネルに利用する。必要に応じて、工事用道路トンネルから事前の補強が可能である。 ○	2車線トンネル分のNATM中央導坑を工事用道路トンネルに利用する。必要に応じて、工事用道路トンネルから事前の補強が可能である。 ○	側壁導坑を工事用道路トンネルに利用できるが、導坑は、側壁直、縦長の特殊なトンネルとなり、側壁を構築するまでの構造安定性について検討を要する。 △
工費・工期	側壁導坑の掘削、側壁の構築等の費用が不要であるが、切羽が高く掘削機械が届かないため、坑内での仮栈橋の構築・撤去が別途必要である。 △	側壁導坑の掘削、側壁の構築等の費用・期間が不要である。また、基本的に上半盤掘削完了後からの盤下げ施工となるため、坑内に仮栈橋の構築は必要ない。 ○	側壁導坑の掘削、側壁の構築の費用・期間が増加する。 △
総合評価	掘削ボリュームが大きいことに起因する諸課題への対応が難しい。 ×	切羽の自立性が高い凝灰質砂岩が基盤となっており、FEM解析と地耐力検討の結果から、安定性が確保でき、かつ合理的な設計・施工が行える。 ○	側壁導坑断面の安定性と本坑を含めた経済性に劣る。 △

(2) トンネル脚部地耐力の照査

前頁に示す案2) 中央導坑先進・上半先進工法においては、トンネル断面がインバート支保工により閉合されるまでの間、一時的に上半盤上で支保工脚部を支持する必要があるため地耐力の照査を行う。照査においては地山の自立性を期待せず、上半掘削時において全土被り荷重がトンネル支保工脚部に作用する安全側の前提により行う。

道路橋示方書IV下部構造編・同解説に示される直接基礎の支持力公式を用いて照査を行った結果を以下に示す。

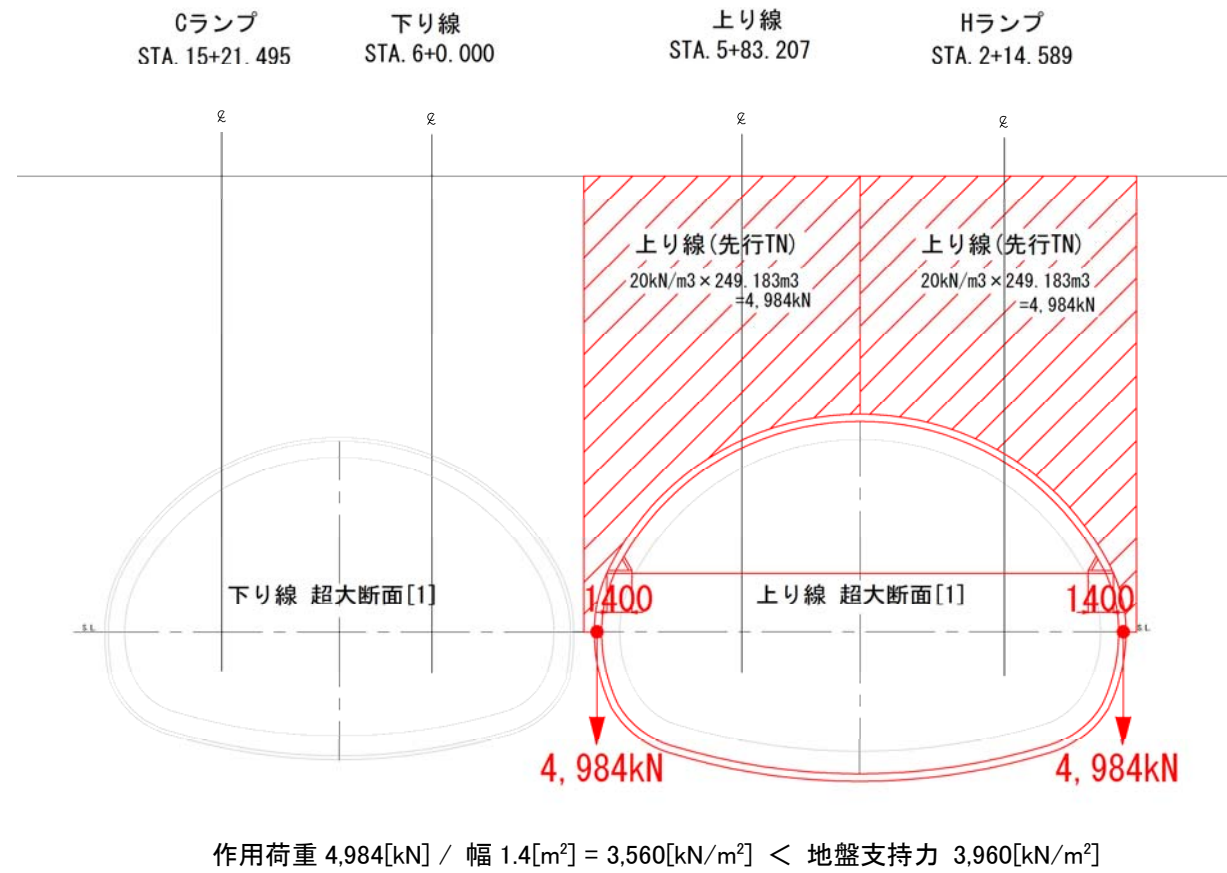


図 5.2.1 分合流区間最大断面 上り線

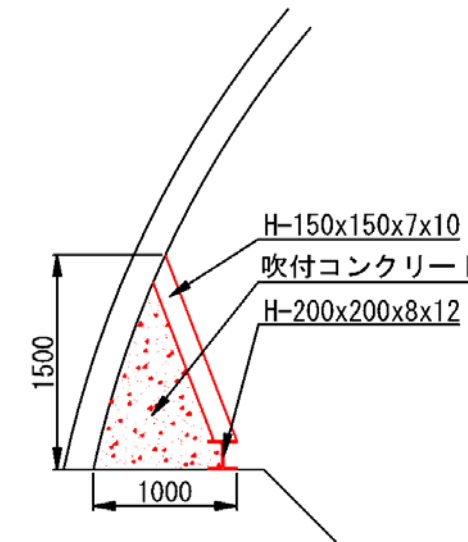


図 5.2.2 地耐力増加対策の一例

上図のとおり、最も大きな断面となる位置で支保工の底版幅に対する地耐力を照査した結果、1.4m 幅で地耐力確保が可能となった。

他の断面についても所定の底版幅を設定することで地耐力確保が可能となることを確認した。図 5.2.2 に底版幅を増加させる対策の一例を示す。

出典) 古家義信・岩本俊一・高橋幸三・千国洋道：上半仮補強リブの脚部沈下抑制効果，土木学会第 63 回年次学術講演会，III-325，H20.9 より



(3) 掘削解析による支保工構造の検討(その1)、および地表面沈下予測

2次元非線形弾性FEM解析を適用して、支保工構造の検討及び地表面沈下予測を行う。

以下に、分合流区間のうち起点側で最大断面となる下り線 STA.6+00、先行施工を計画している下り線 STA.8+24.095 の検討結果を示す。なお、実施はロックボルトを打設するが、本解析ではロックボルトを考慮しない安全側のモデルにより検討する。

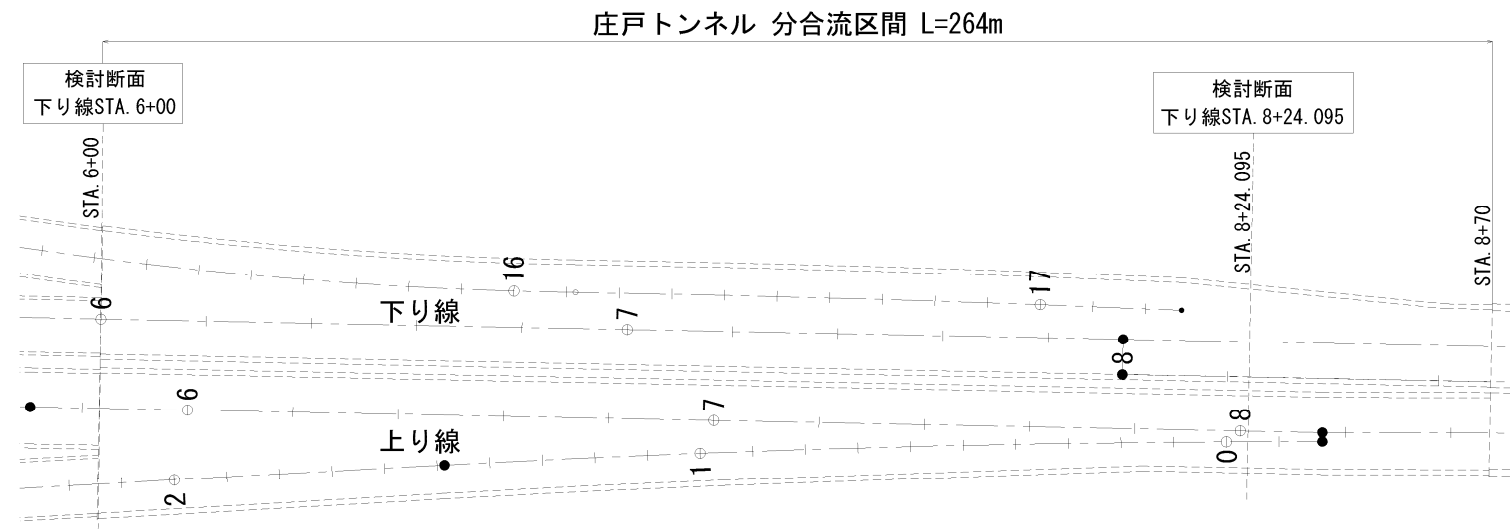


図 5.2.3 解析断面位置図

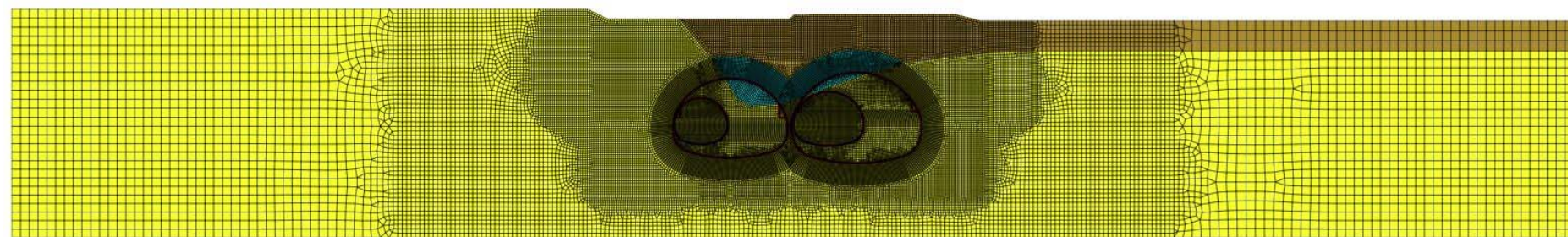


図 5.2.4 解析モデル図 下り線 STA. 6+00 (分合流区間最大断面)

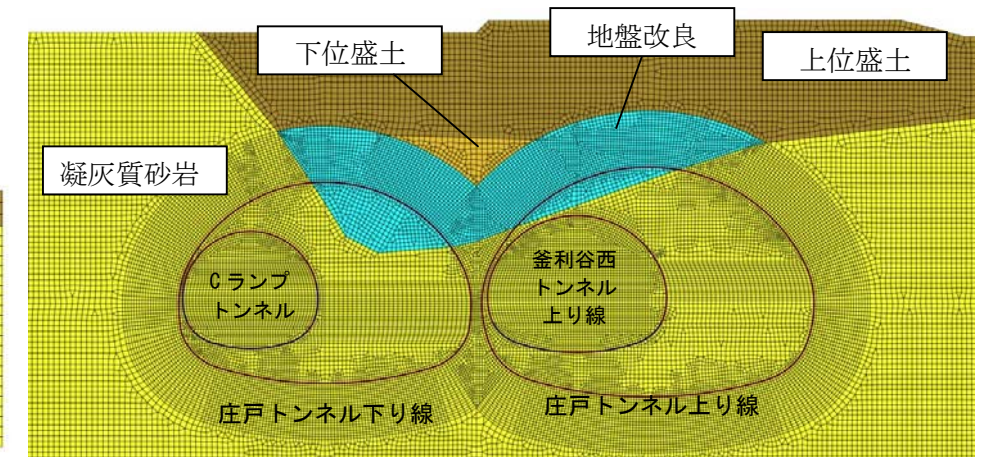


図 5.2.5 解析モデル図 下り線 STA. 8+24.095 (分合流区間先行施工区間)

① 解析モデル

- ・地盤・改良体 : 平面要素
- ・鋼製支保工 : 梁要素 (曲げ、軸力に抵抗)
- ・吹付けコンクリート : 棒要素 (軸力に抵抗するが、曲げに抵抗できない)

なお、側方領域は5D、下方1Dとする。ただし、D：トンネル掘削高さ。

下方領域については、「建設省土木研究所編：土木研究所資料 トンネル掘削時地盤変状の予測・対策マニュアル(案)」よれば、施工時の計測結果ではトンネル下方1D以内に不動点が存在していること、また下方領域を大きくとりすぎると地表面沈下が小さくなる傾向にあるため、小さい方のトンネルの掘削高さとした。

② 解析物性値

a. 地盤物性値

地盤物性値は、H26 年度追加土質調査の結果を踏まえ下表の値を用いる。

表 5.2.2 地盤の物性値(1)

地層	N 値	単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	初期 ポアソン比 $\nu_0$	変形係数 $E_0$ $E_0 = \alpha E_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 の補正率 $\alpha$
上位盛土	16	20.0	0.33	11,200	$\alpha = 1$
下位盛土	8	18.0	0.33	5,400	$\alpha = 1$
Nts 層	126	20.0	0.30	369,000	$\alpha = 1$

表 5.2.3 地盤の物性値(2)

地層	強度定数	
	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
上位盛土	100	0
下位盛土	35	0
Nts 層	900	24

表 5.2.4 地盤の物性値(3)

	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 <sup>2</sup> )	破壊後 ポアソン比 $\nu_f$	引張強度 $\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )
上位盛土	2.0	1.0	1,120	0.49	20
下位盛土	2.0	1.0	540	0.49	7
Nts 層	4.0	2.0	3,690	0.49	180

b. 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値を用いる。

表 5.2.5 地盤改良後の盛土地盤の物性値

硬化材	土質	一軸圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	付着力 $f$ (MN/m <sup>2</sup> )	曲げ引張強度 (MN/m <sup>2</sup> )	変形係数 $E_{50}$ (MN/m <sup>2</sup> )
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		

出典：ジェットグラウト工法技術資料(平成26年9月)日本ジェットグラウト協会

③ 支保工の物性値

支保部材の物性値は、下表のとおりとする。

表 5.2.6 支保工の物性値

	規格	変形係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	モデル化
吹付けコンクリート (高強度吹付け)	設計基準強度 36N/mm <sup>2</sup>	6	0.2	—	棒要素
鋼製支保工 (高規格支保工)	HH-200 (HT590)	210	0.3	260	梁要素
	HH-154 (HT590)			478	梁要素

※棒要素は軸力を負担するが、曲げを負担できない。梁要素は、軸力・曲げ共に負担する。

④ 応力解放率

一般的に切羽での素掘り時の掘削応力解放率は40%、支保設置時の掘削応力解放率は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。

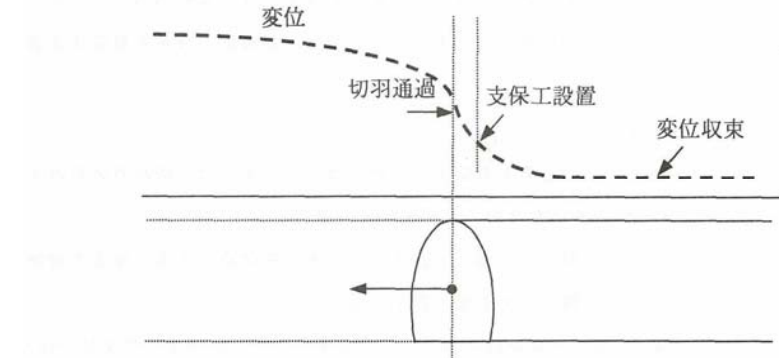
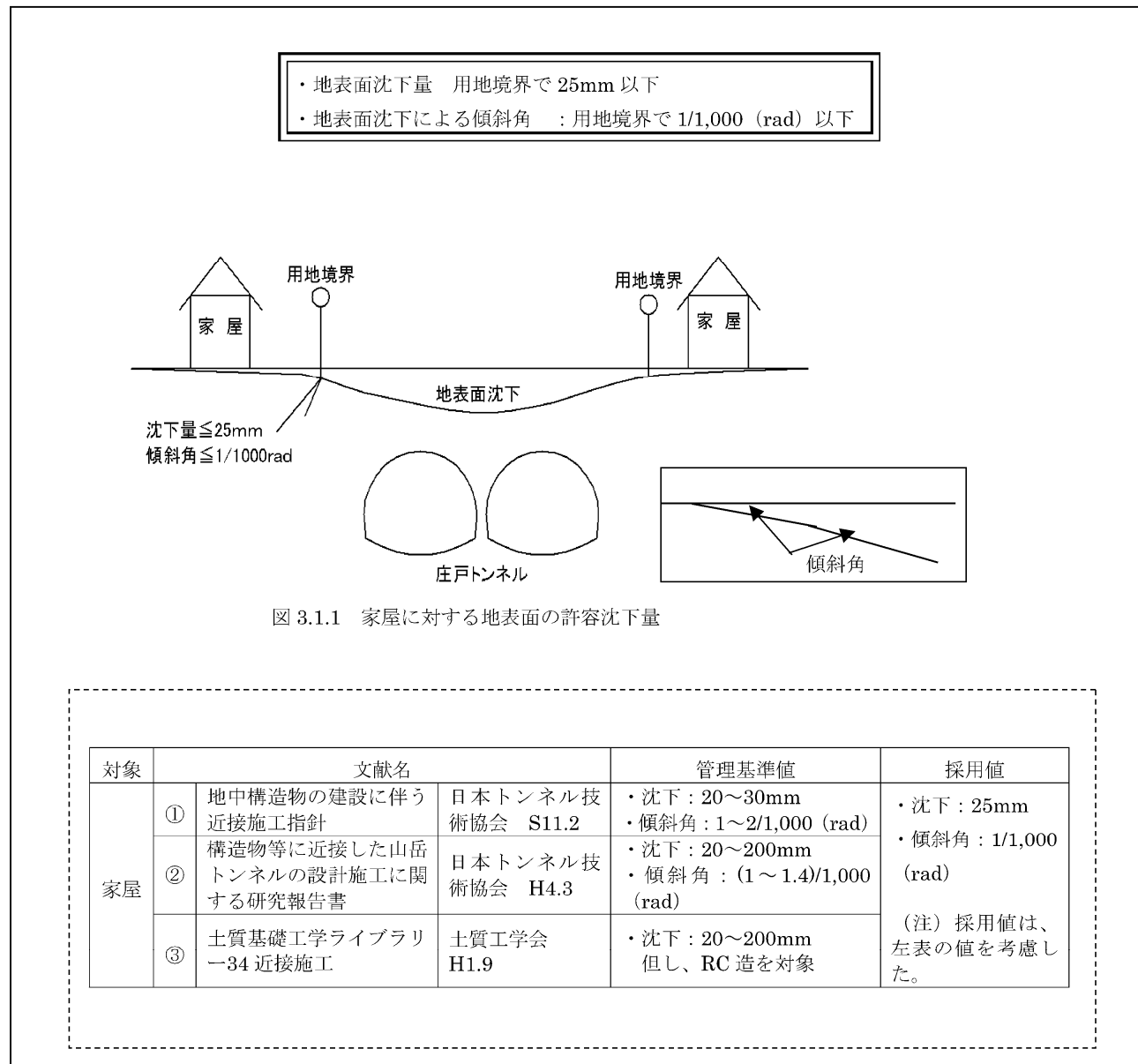


図 5.2.6 切羽の進行と変位の増大

⑤ 家屋に対する管理基準値

「庄戸トンネル検討会」(平成 19～21 年)において設定された基準値を適用する。



出典:庄戸トンネル検討会(平成 19～21 年)資料より(抜粋)

図 5.2.7 家屋に対する管理基準値

⑥ 解析ステップ

表 5.2.7 解析ステップ 下り線 STA. 6+00 (分合流区間最大断面)

Step 1 初期応力解析	Step 2 C ランプトンネル上半掘削	Step 3 C ランプトンネル上半支保工設置	Step 4 C ランプトンネル下半掘削	Step 5 C ランプトンネル下半支保工設置
Step 6 C ランプトンネルインバート掘削	Step 7 C ランプトンネルインバート支保工設置	Step 8 釜利谷西トンネル上り線上半掘削	Step 9 釜利谷西トンネル上り線上半支保工設置	Step 10 釜利谷西トンネル上り線下半掘削
Step 11 釜利谷西トンネル上り線下半支保工設置	Step 12 釜利谷西トンネル上り線インバート掘削	Step 13 釜利谷西トンネル上り線インバート支保工設置	Step 14 釜利谷西トンネル上り線仮埋め	Step 15 庄戸トンネル上り線上半掘削
Step 16 庄戸トンネル上り線上半支保工設置	Step 17 庄戸トンネル上り線下半掘削	Step 18 庄戸トンネル上り線下半支保工設置	Step 19 庄戸トンネル上り線インバート掘削	Step 20 庄戸トンネル上り線インバート支保工設置
Step 21 C ランプトンネル仮埋め	Step 22 庄戸トンネル下り線上半掘削	Step 23 庄戸トンネル下り線上半支保工設置	Step 24 庄戸トンネル下り線下半掘削	Step 25 庄戸トンネル下り線下半支保工設置
Step 26 庄戸トンネル下り線インバート掘削	Step 27 庄戸トンネル下り線インバート支保工設置			

表 5.2.8 解析ステップ 下り線 STA. 8+24.095 (先行施工区間)

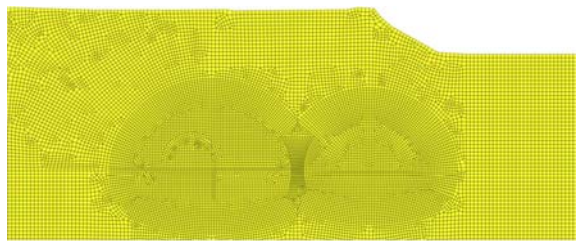
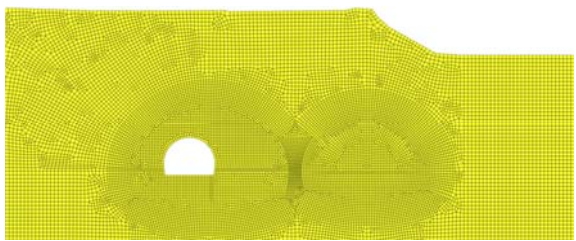
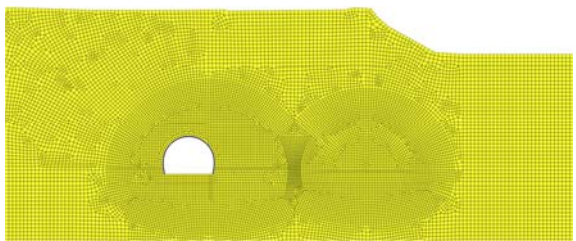
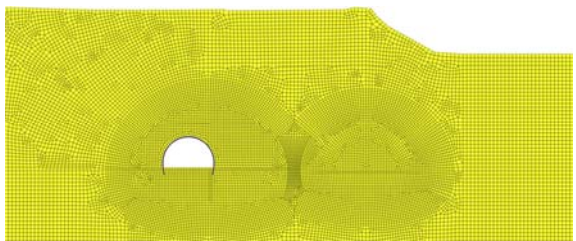
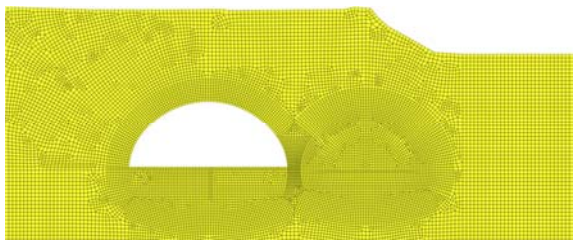
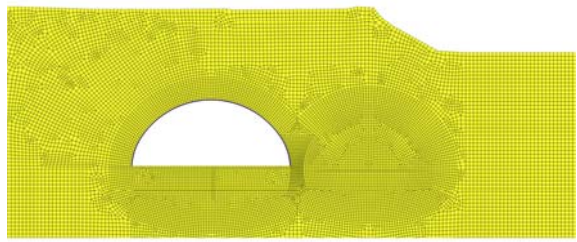
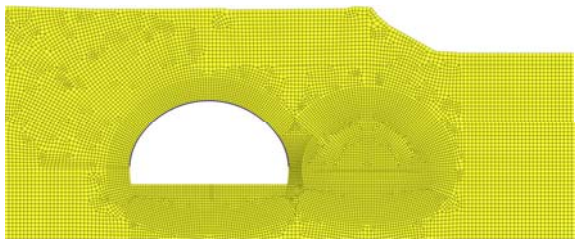
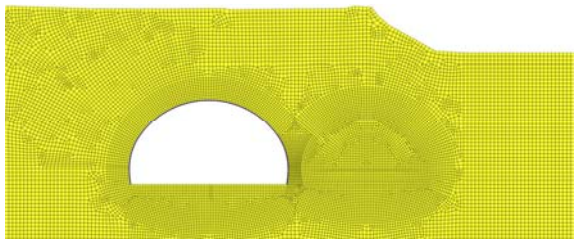
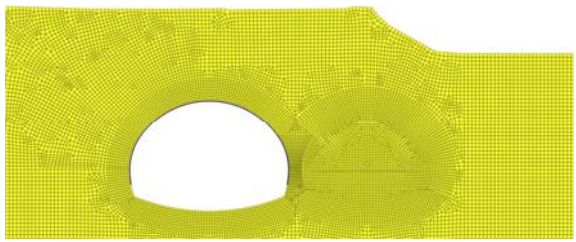
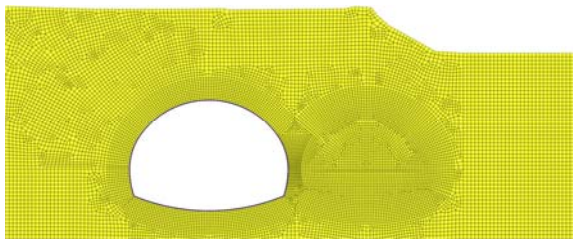
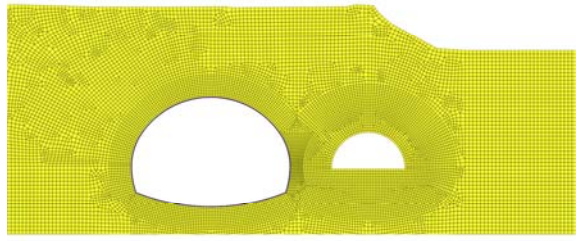
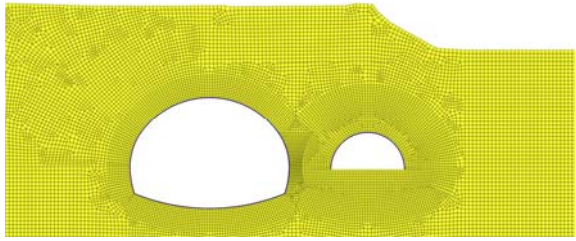
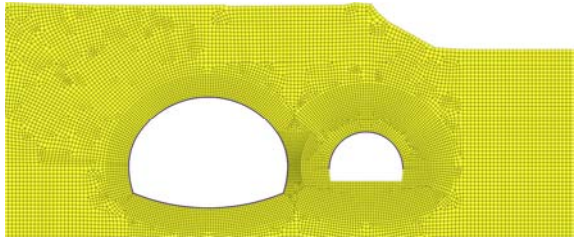
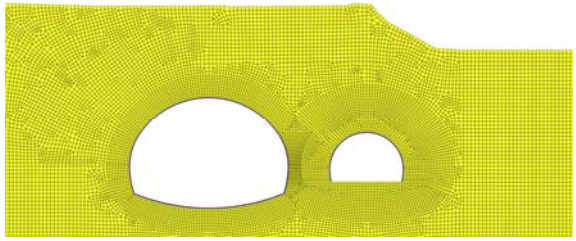
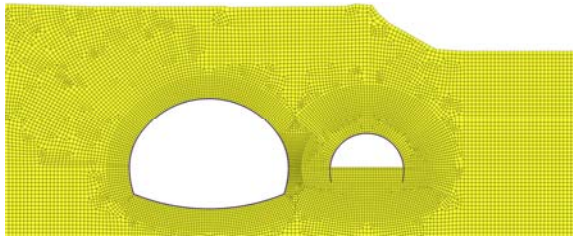
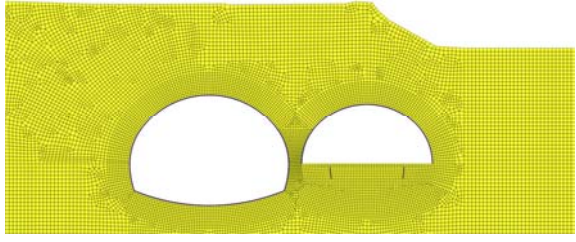
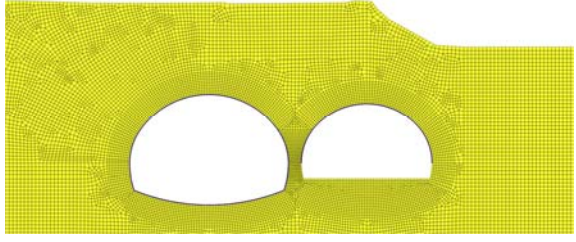
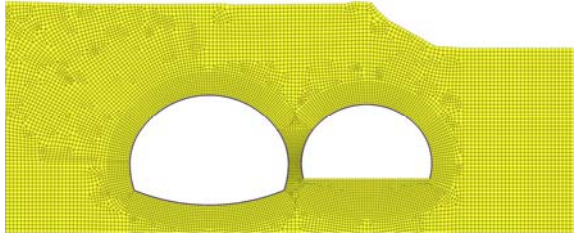
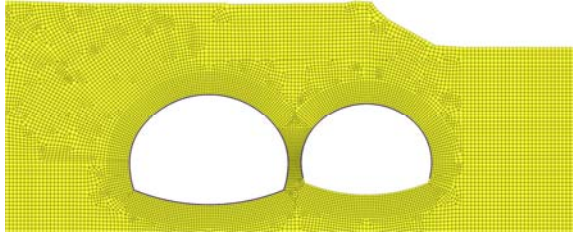
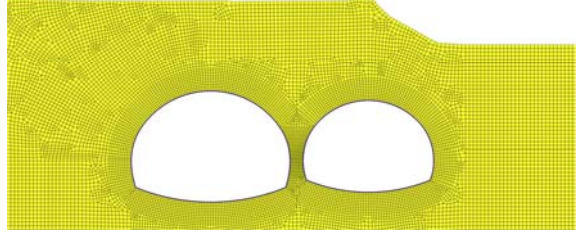
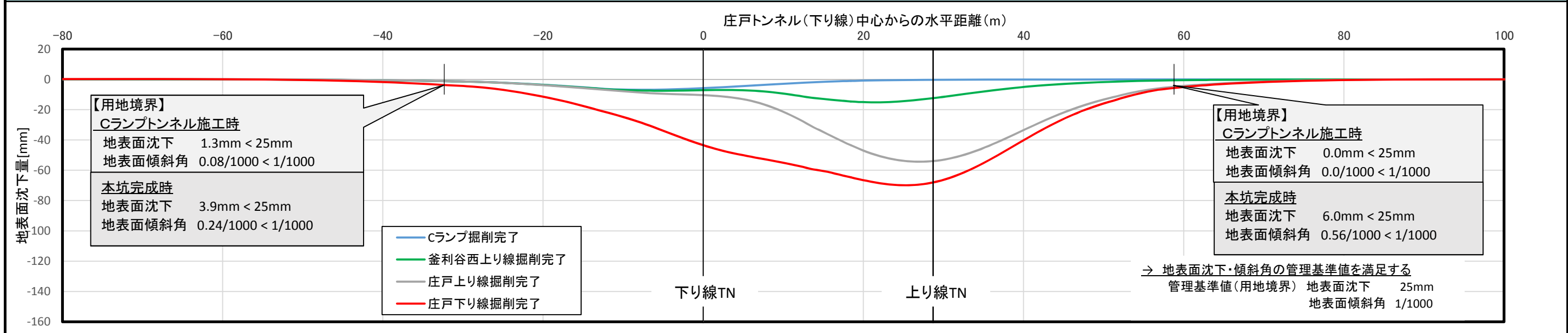
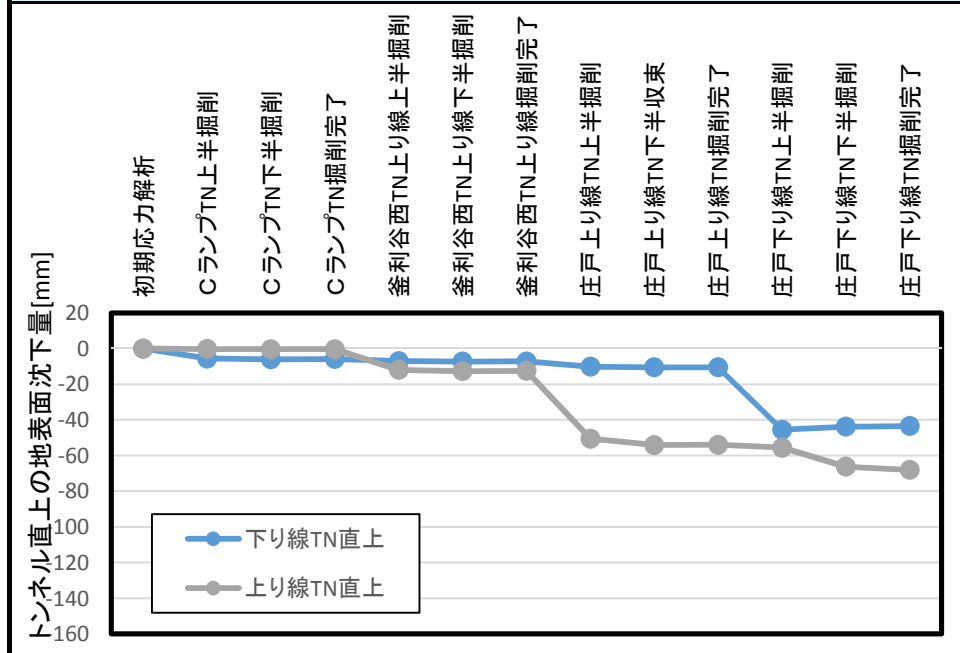
Step 1 初期応力解析	Step 2 下り線先進導坑掘削	Step 3 下り線先進導坑支保工設置	Step 4 下り線先進導坑仮埋め	Step 5 庄戸トンネル下り線上半掘削
				
Step 6 庄戸トンネル下り線上半支保工設置	Step 7 庄戸トンネル下り線下半掘削	Step 8 庄戸トンネル下り線下半支保工設置	Step 9 庄戸トンネル下り線インバート掘削	Step10 庄戸トンネル下り線インバート支保工設置
				
Step11 上り線先進導坑上半掘削	Step12 上り線先進導坑上半支保工設置	Step13 上り線先進導坑下半掘削	Step14 上り線先進導坑下半支保工設置	Step 15 上り線先進導坑仮埋め
				
Step 16 庄戸トンネル上り線上半掘削	Step 17 庄戸トンネル上り線上半支保工設置	Step 18 庄戸トンネル上り線下半掘削	Step19 庄戸トンネル上り線下半支保工設置	Step20 庄戸トンネル上り線インバート掘削
				
Step21 庄戸トンネル上り線インバート支保工設置				
				

表5.2.9 FEM解析結果 STA.6+00 (分合流区間最大断面)

地表面沈下



地表面沈下 (トンネル直上) 経過時別変位図



最大支保工応力 (N/mm<sup>2</sup>)

断面力および発生応力度	Cランプトンネル(パイロットトンネル)					照査結果
	吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154			
解析ステップ	N [kN]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN·m]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Cランプトンネル上半掘削完了	388.4	1.9	268.2	11.3	100.4	OK
Cランプトンネル下半掘削完了	357.1	1.8	125.9	17.9	95.4	OK
Cランプトンネルインバート掘削完了	358.9	1.8	121.3	17.7	93.9	OK
釜利谷西トンネル上半掘削	358.1	1.8	115.6	18.3	95.0	OK
釜利谷西トンネル下半掘削	361.9	1.8	117.3	18.4	95.5	OK
釜利谷西トンネルインバート掘削完了	362.1	1.8	115.9	18.4	95.3	OK
庄戸上り線上半掘削完了	364.7	1.8	126.8	18.6	98.4	OK
庄戸上り線下半掘削完了	379.5	1.9	125.5	19.1	99.9	OK
庄戸上り線インバート掘削完了	378.3	1.9	126.0	19.1	100.0	OK
庄戸下り線上半掘削完了	-	-	-	-	-	-

断面力および発生応力度	庄戸トンネル下り線本坑					庄戸トンネル上り線本坑					
	吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154			吹付けコンクリート t=25cm×2重		鋼製支保工 2重×HH-200			
解析ステップ	N [kN]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN·m]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN·m]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	照査結果
庄戸上り線上半掘削完了	-	-	-	-	-	962.1	1.9	586.5	42.7	89.4	OK
庄戸上り線下半掘削完了	-	-	-	-	-	901.8	1.8	197.7	77.5	96.1	OK
庄戸上り線インバート掘削完了	-	-	-	-	-	902.0	1.8	197.4	77.4	96.0	OK
庄戸下り線上半掘削完了	606.1	3.0	298.2	13.6	115.6	2584.0	5.2	2370.0	59.1	242.6	OK
庄戸下り線下半掘削完了	664.8	3.3	444.0	17.9	162.9	3094.0	6.2	2830.0	77.8	297.3	OK
庄戸下り線インバート掘削完了	686.9	3.4	317.6	25.7	166.3	3173.0	6.3	2891.0	101.3	326.5	OK

支保工構造の諸元

トンネル	吹付けコンクリート	鋼製支保工
Cランプトンネル	厚さ t=20cm	HH-154
庄戸トンネル(上り線)	厚さ t=25cm + 25cm (2重支保工)	HH-200 + HH-200 (2重支保工)
庄戸トンネル(下り線)	厚さ t=20cm	HH-154

※吹付けコンクリートは、設計基準強度36N/mm<sup>2</sup>の高強度吹付けとする。  
※鋼製支保工は、HT590の高規格支保工とする。

中間地山の局所安全率

①初期応力解析

②Cランプトンネル掘削完了

③釜利谷西上り線トンネル掘削完了

④庄戸トンネル上り線完了

⑤庄戸トンネル下り線掘削完了時

下り線掘削時に、中間地山側の上半脚部でわずかに局所安全率1を下回る。  
⇒ 脚部の地耐力確保策の検討が必要

### 中間地山の脚部地耐力検討

局所安全率が1を下回る上半支保工の脚部安定対策の一例として、インナーリブを設置することによる効果をFEM解析でも検証した。図5.2.9に示すとおり支保工脚部に作用する荷重を分散させて中間地山の安定性を向上させることができる。なお、接地幅の広い仮インパートも同等の効果が考えられる。

### < FEM解析結果：トンネル脚部・中間地山部の局所安全率 >

#### ・脚部補強工がない場合

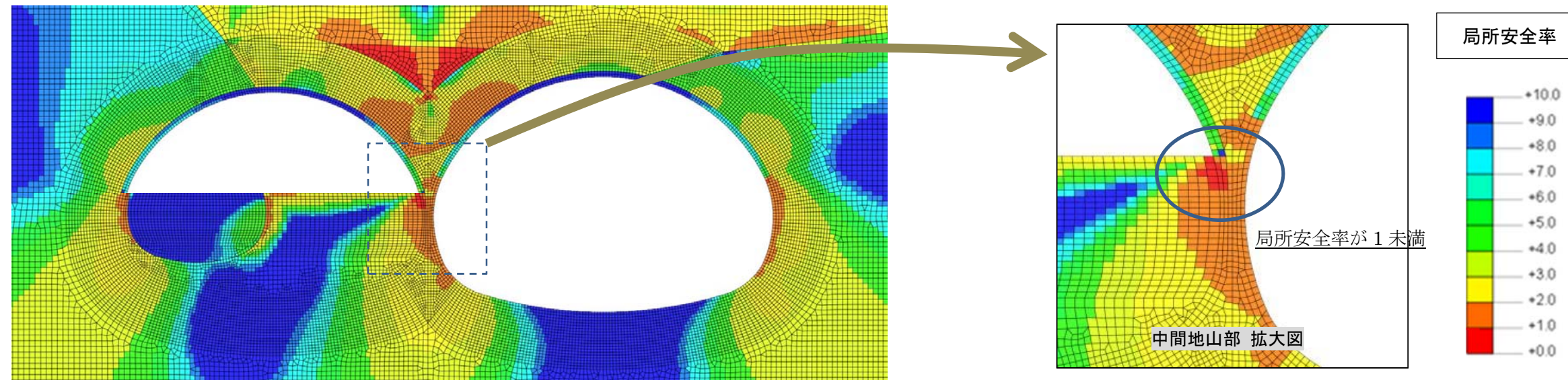


図 5.2.8 脚部補強工がない場合の中間地山の局所安全率

#### ・脚部補強工（インナーリブ）がある場合

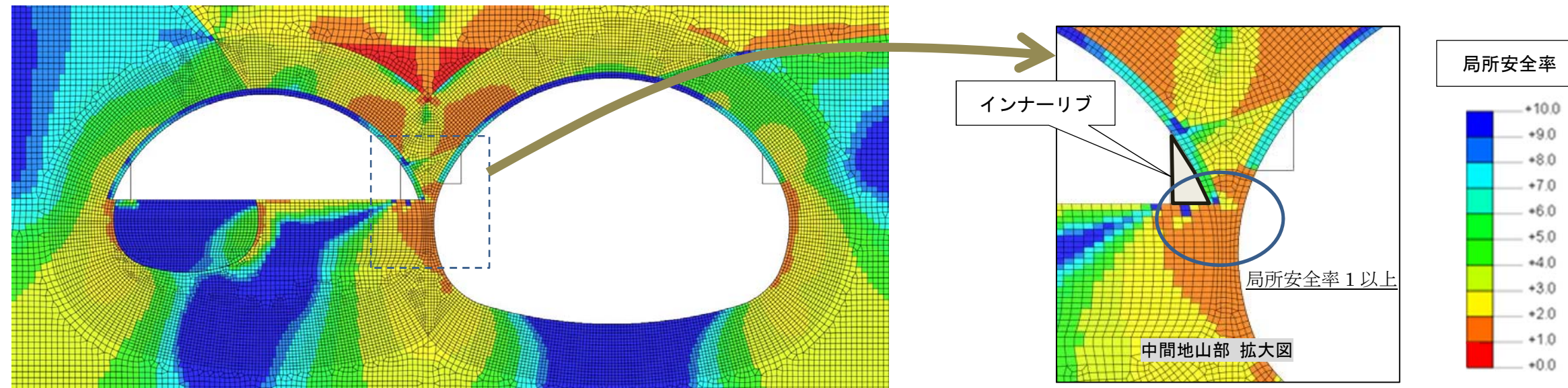
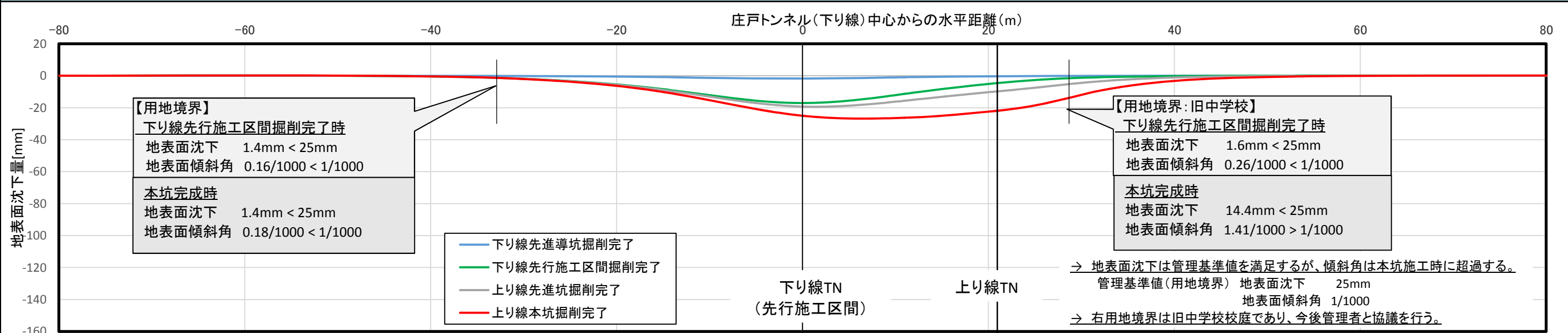


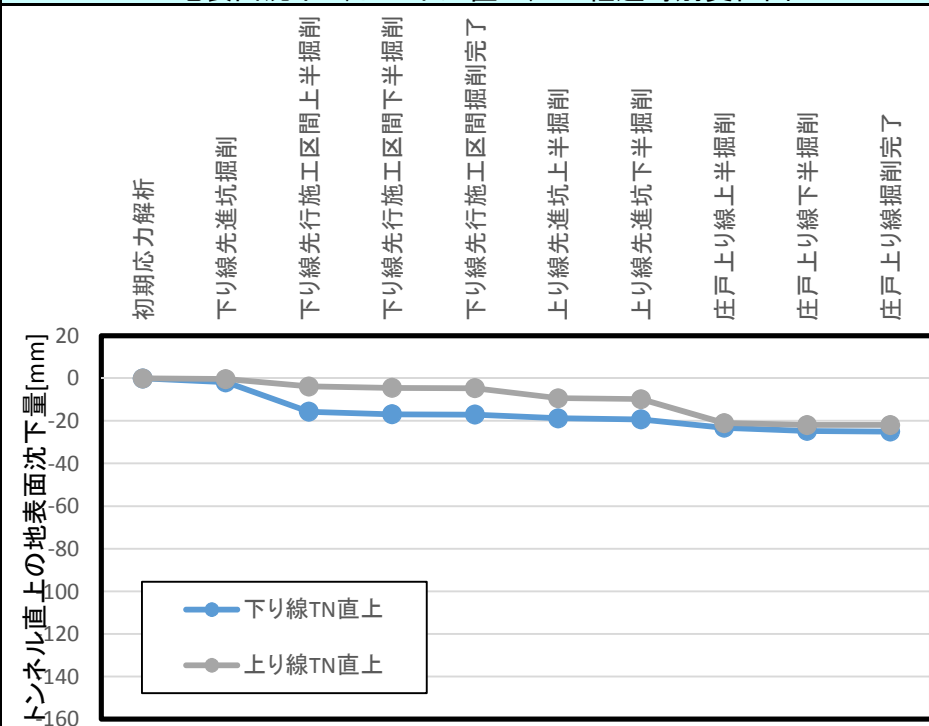
図 5.2.9 脚部補強工を設置した場合の中間地山の局所安全率

表5.2.10 FEM解析結果 STA.8+24.095(先行施工区間)

地表面沈下



地表面沈下 (トンネル直上) 経過時別変位図



最大支保工応力 (N/mm<sup>2</sup>)

支保工構造の諸元

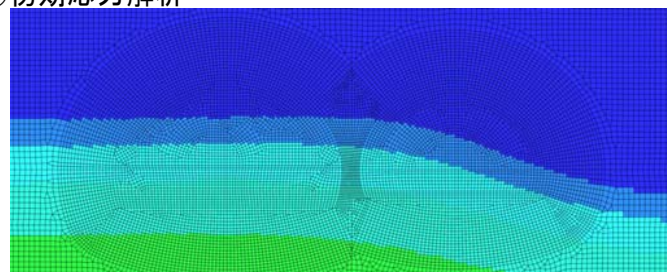
トンネル	吹付けコンクリート	鋼製支保工
庄戸トンネル(下り線)	厚さ t=40cm	NH-300 (SS400)
庄戸トンネル(上り線)	厚さ t=20cm	HH-154 (HT590)

※吹付けコンクリートは、設計基準強度36N/mm<sup>2</sup>の高強度吹付けとする。

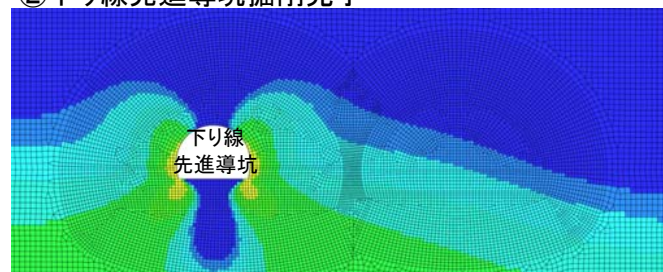
断面力および発生応力度 解析ステップ	庄戸トンネル下り線本坑(先行施工区間)						庄戸トンネル上り線本坑					
	吹付けコンクリート t=40cm		鋼製支保工 NH-300			照査結果	吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154			照査結果
	N [kN]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]		N [kN]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
庄戸下り線上半掘削完了	466.5	2.3	406.4	32.5	58.4	OK	-	-	-	-	-	OK
庄戸下り線下半掘削完了	428.3	2.1	155.7	56.9	55.3	OK	-	-	-	-	-	OK
庄戸下り線インバート掘削完了	425.8	2.1	118.9	53.1	49.3	OK	-	-	-	-	-	OK
上り線先進導坑上半掘削完了	560.7	2.8	256.9	56.9	63.9	OK	-	-	-	-	-	OK
上り線先進導坑下半掘削完了	577.8	2.9	309.0	51.6	64.3	OK	-	-	-	-	-	OK
庄戸上り線上半掘削完了	1127.0	5.6	944.2	94.3	149.5	OK	430.3	2.2	346.8	16.8	137.9	OK
庄戸上り線下半掘削完了	1217.0	6.1	874.3	96.3	145.1	OK	392.5	2.0	84.5	27.5	123.5	OK
庄戸上り線インバート掘削完了	1228.0	6.1	908.8	91.5	144.4	OK	394.1	2.0	43.2	27.7	115.7	OK

中間地山の局所安全率

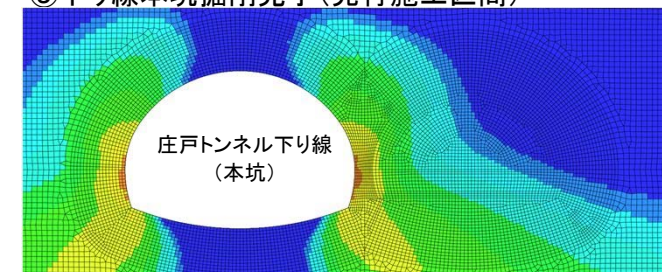
①初期応力解析



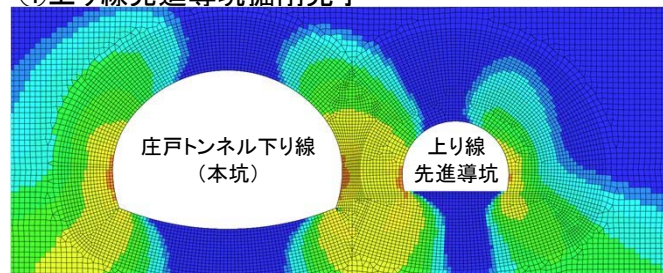
②下り線先進導坑掘削完了



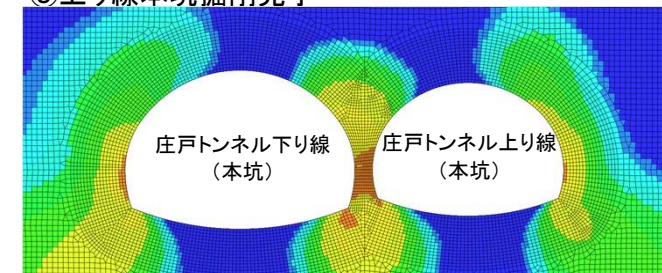
③下り線本坑掘削完了(先行施工区間)



④上り線先進導坑掘削完了



⑤上り線本坑掘削完了



中間地山の局所安全率は1以上



(4) 支保工構造検討(その2)

本トンネルは大断面かつトンネル離隔が小さいことを踏まえ、FEM解析に加え、地山の自立性に期待せず併設影響を考慮した全土被り荷重が支保工に作用した安全側の場合でも問題がないことを確認する。

表 5.2.11 支保工の併設影響を考慮した全土被り荷重に対する支保工の軸力照査

	本坑最大断面部 下り線 STA.6+00	下り線本坑掘削 先行施工区間 STA.8+24.095
支保工作用荷重 (全土被り荷重)	<p><b>上り線掘削時</b></p> <p><b>下り線掘削時 (併設影響あり)</b></p>	<p><b>下り線本坑掘削 先行施工区間 掘削時</b></p> <p><b>上り線掘削時 (併設影響あり)</b></p>
掘削解析による 支保工構造 の検討(その1)	<p>上り線：吹付けコンクリート <math>t = 25\text{cm} + 25\text{cm}</math> 2重支保工 (設計基準強度 <math>f_{ck}' = 36\text{N/mm}^2</math>)                      鋼製支保工 HH-200+HH-200 2重支保工 (HT590)</p> <p>下り線：吹付けコンクリート <math>t = 20\text{cm}</math> (設計基準強度 <math>f_{ck}' = 36\text{N/mm}^2</math>)                      鋼製支保工 HH-154 (HT590)</p>	<p>上り線：吹付けコンクリート <math>t = 20\text{cm}</math> (設計基準強度 <math>f_{ck}' = 36\text{N/mm}^2</math>)                      鋼製支保工 HH-154 (HT590)</p> <p>下り線：吹付けコンクリート <math>t = 40\text{cm}</math> (設計基準強度 <math>f_{ck}' = 36\text{N/mm}^2</math>)                      鋼製支保工 NH-300 (SS400)</p>
支保工の照査	<p>[上り線支保構造] 作用荷重 <math>P = 9,597\text{kN} &lt; \text{許容軸力 } N_a = 13,300\text{kN}</math>                      ※ A + Bの土被り荷重を載荷 (併設影響)</p> <p>[下り線支保構造] 作用荷重 <math>P = 4,655\text{kN} &lt; \text{許容軸力 } N_a = 5,100\text{kN}</math>                      ※ Bの土被り荷重を載荷</p>	<p>[上り線支保構造] 作用荷重 <math>P = 3,199\text{kN} &lt; \text{許容軸力 } N_a = 5,100\text{kN}</math>                      ※ Dの土被り荷重を載荷</p> <p>[下り線支保構造] 作用荷重 <math>P = 8,747\text{kN} &lt; \text{許容軸力 } N_a = 9,600\text{kN}</math>                      ※ C + Dの土被り荷重を載荷 (併設影響)</p>

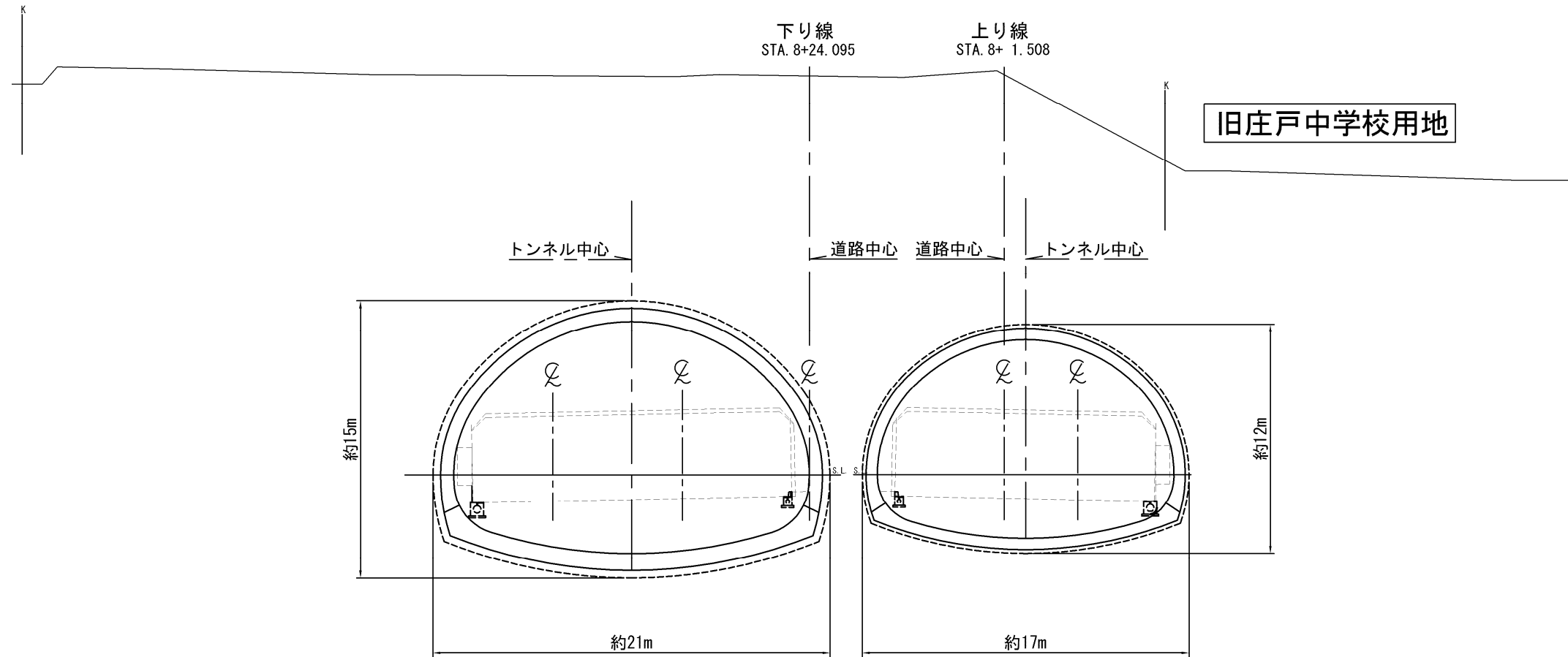


図 5. 2. 10 解析位置及び横断面図 (STA. 8+24. 095)

5-3. 4連近接区間の設計・施工方法

(1) 掘削解析による支保工構造の検討(その1)、および地表面沈下予測

分合流区間と同様に、2次元非線形弾性FEM解析を適用して、支保工構造の検討及び地表面沈下予測を行う。

解析断面については、盛土領域とトンネルの位置関係から、盛土が最も深く分布する位置およびトンネルの離隔が最も狭隘となる位置の2断面を検討対象とした。なお、実施工はロックボルトを打設するが、本解析ではロックボルトを考慮しない安全側のモデルにより検討する。

STA.6+00 : 最もトンネル離隔が狭隘となる位置

STA.5+60 : 盛土が最も深く分布している位置

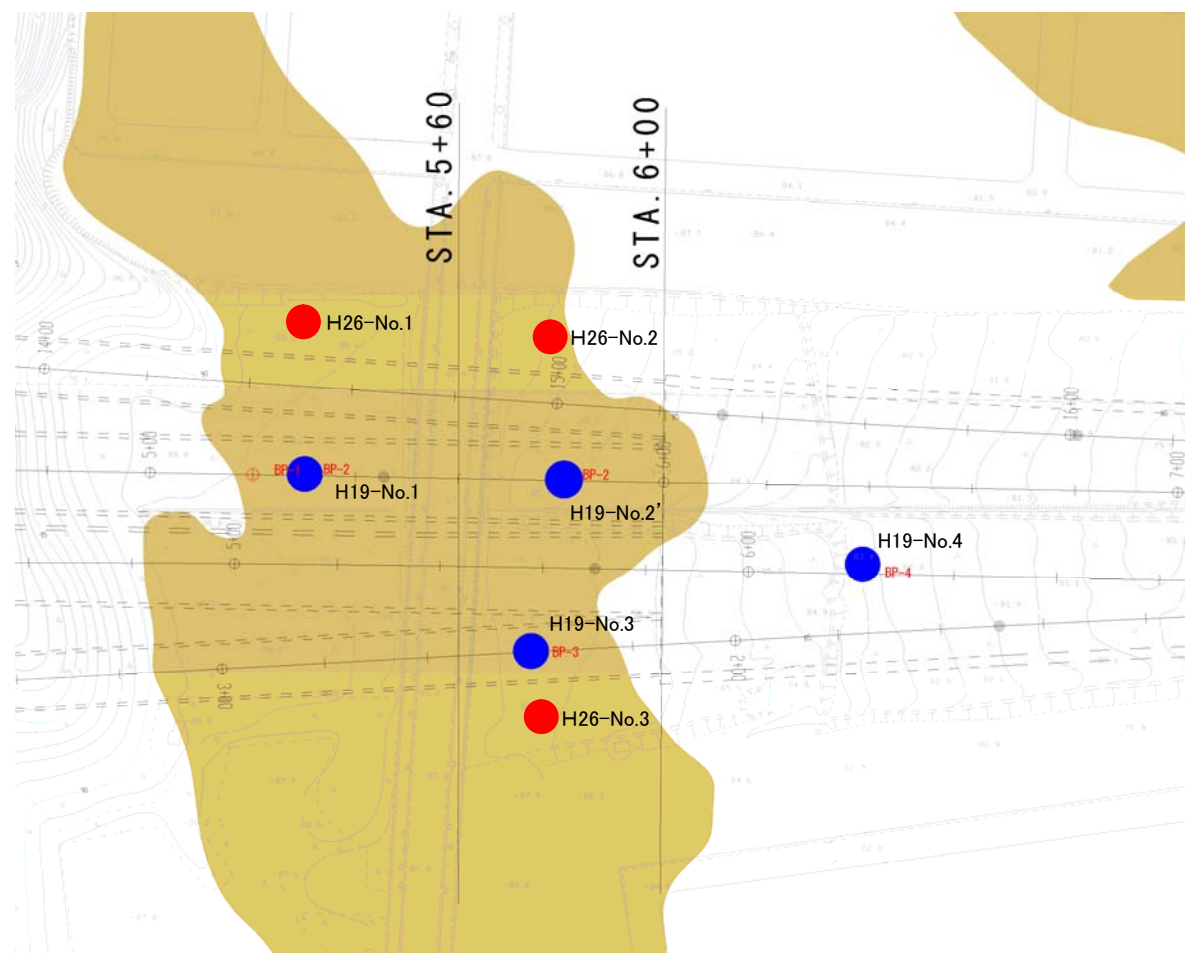


図 5.3.1 解析断面位置図

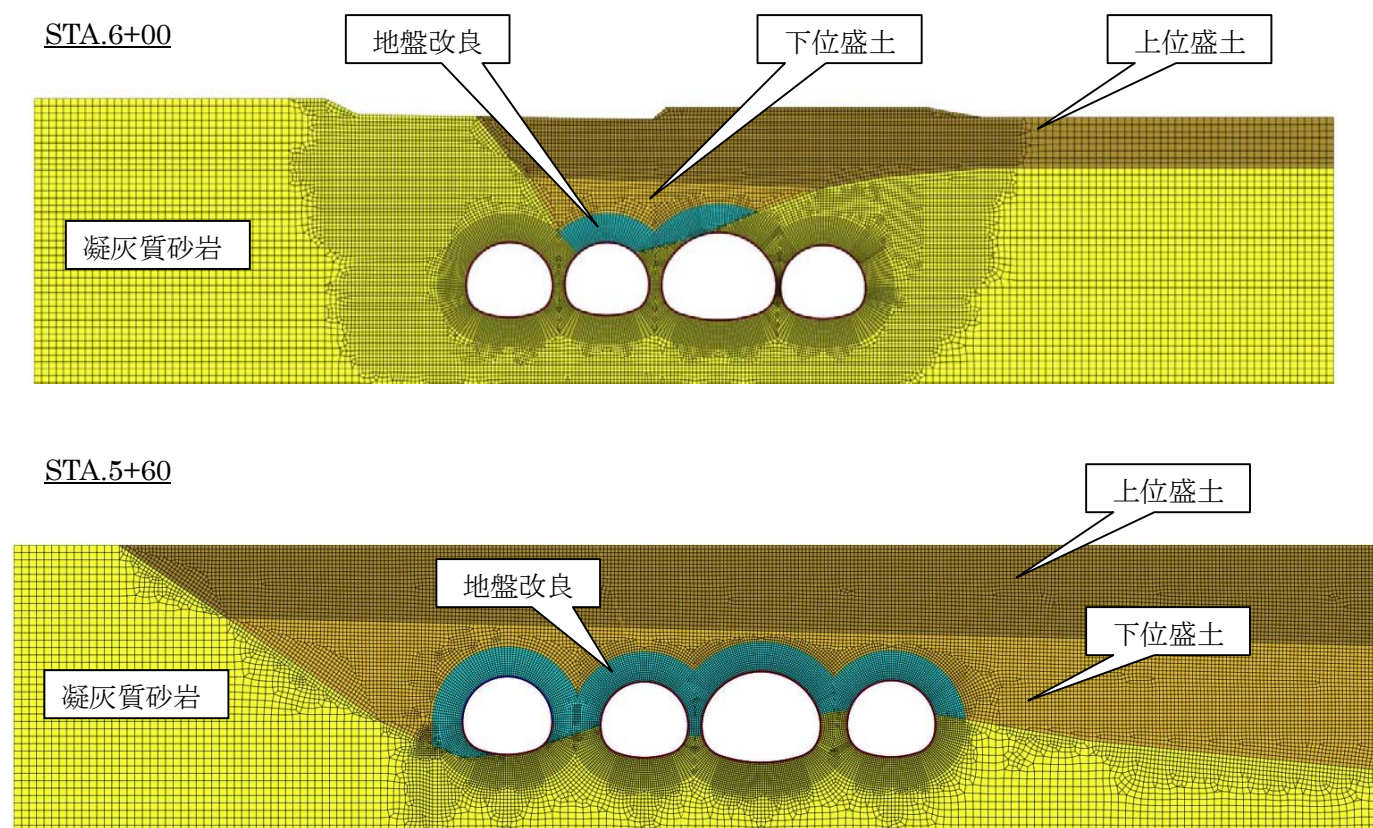


図 5.3.2 解析断面

表 5.3.1 解析ステップ STA. 6+00 (4 連近接区間)

Step 1 初期応力解析	Step 2 C ランプトンネル上半掘削	Step 3 C ランプトンネル上半支保工設置	Step 4 C ランプトンネル下半掘削	Step 5 C ランプトンネル下半支保工設置
Step 6 C ランプトンネルインバート掘削	Step 7 C ランプトンネルインバート支保工設置	Step 8 釜利谷西トンネル上り線上半掘削	Step 9 釜利谷西トンネル上り線上半支保工設置	Step 10 釜利谷西トンネル上り線下半掘削
Step 11 釜利谷西トンネル上り線下半支保工設置	Step 12 釜利谷西トンネル上り線インバート掘削	Step 13 釜利谷西トンネル上り線インバート支保工設置	Step 14 H ランプトンネル上半掘削	Step 15 H ランプトンネル上半支保工設置
Step 16 H ランプトンネル下半掘削	Step 17 H ランプトンネル下半支保工設置	Step 18 H ランプトンネルインバート掘削	Step 19 H ランプトンネルインバート支保工設置	Step 20 釜利谷西トンネル下り線上半掘削
Step 21 釜利谷西トンネル下り線上半支保工設置	Step 22 釜利谷西トンネル下り線下半掘削	Step 23 釜利谷西トンネル下り線下半支保工設置	Step 24 釜利谷西トンネル下り線インバート掘削	Step 25 釜利谷西トンネル下り線インバート支保工設置

表 5.3.2 解析ステップ STA. 5+60 (4 連近接区間)

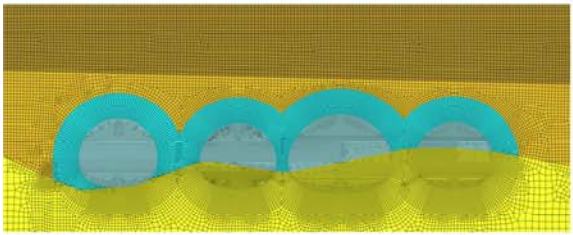
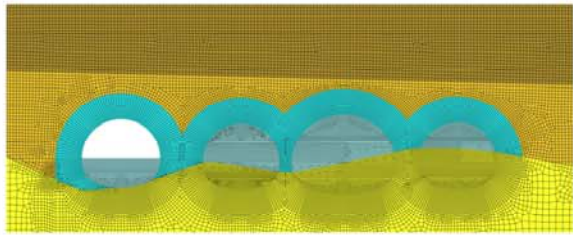
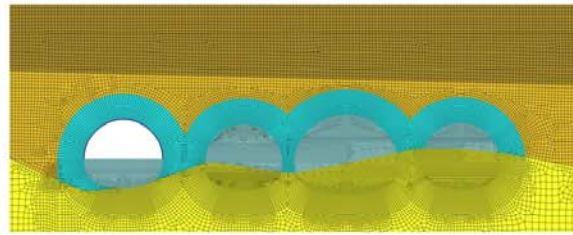
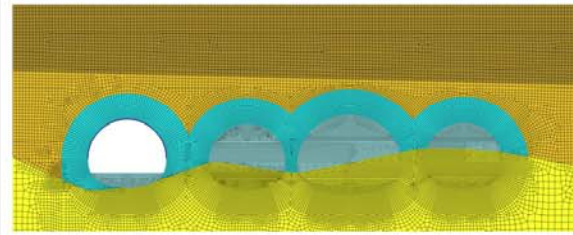
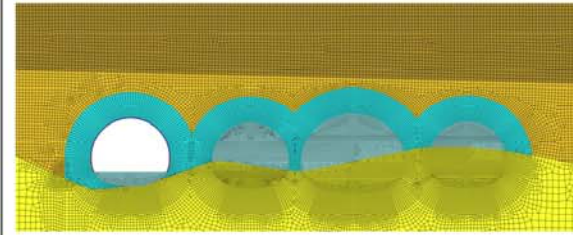
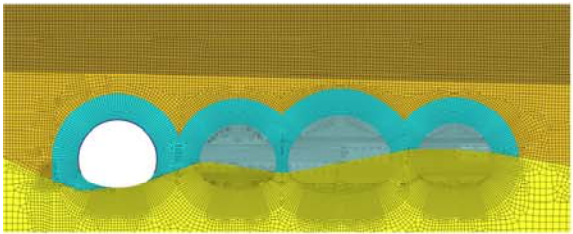
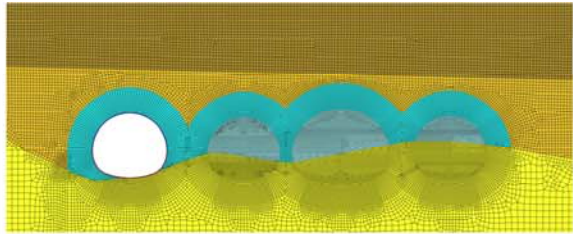
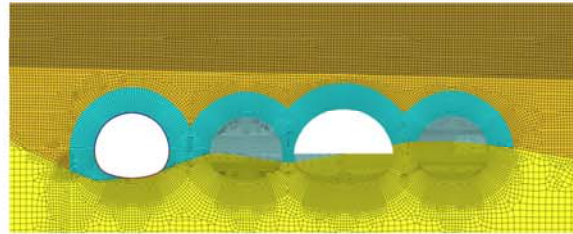
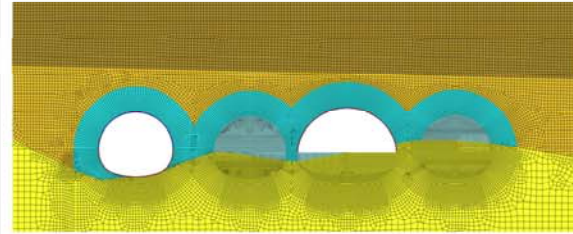
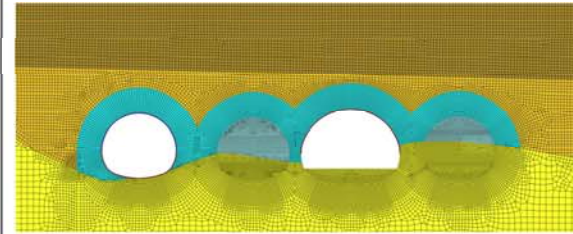
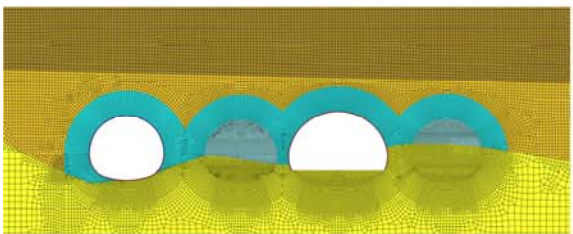
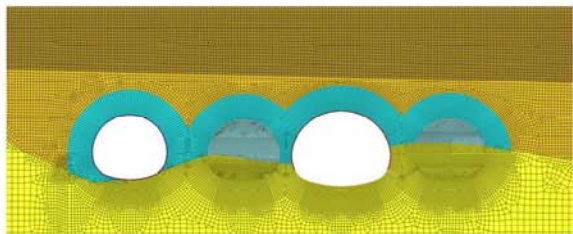
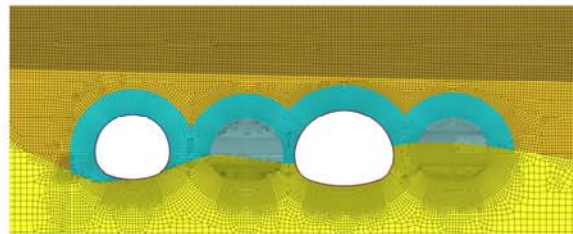
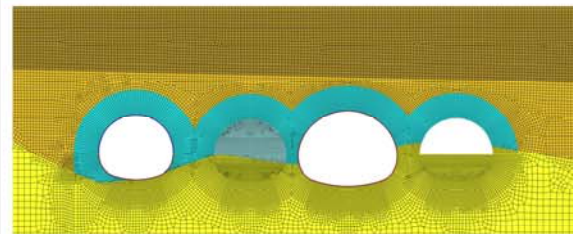
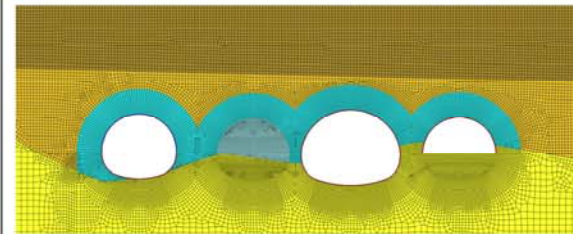
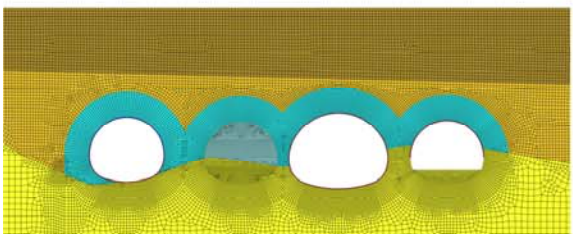
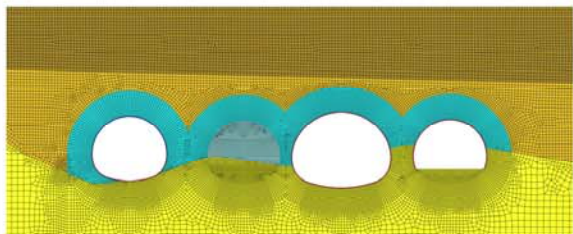
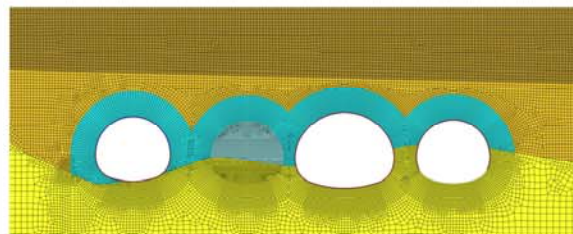
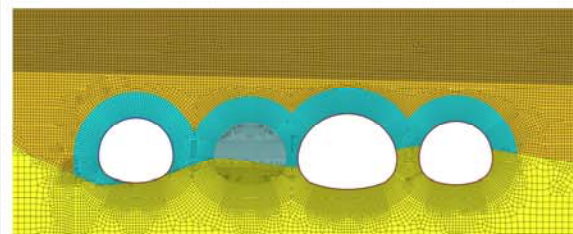
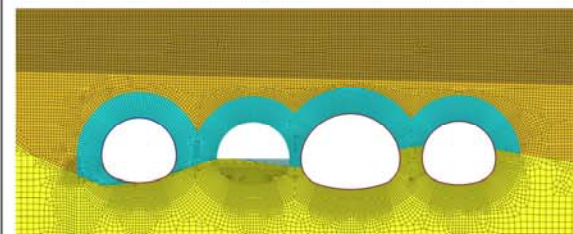
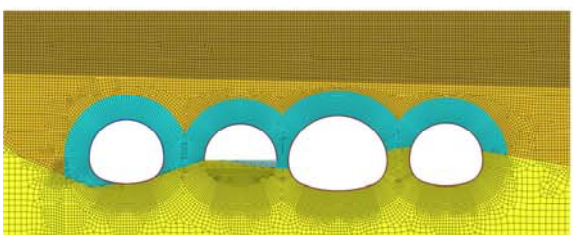
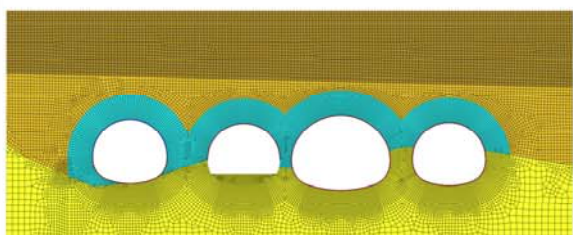
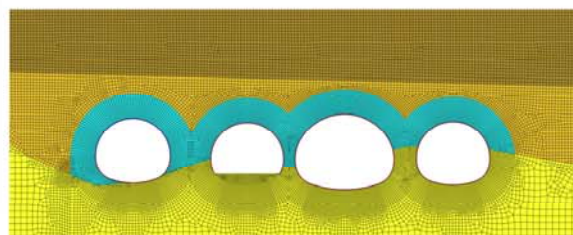
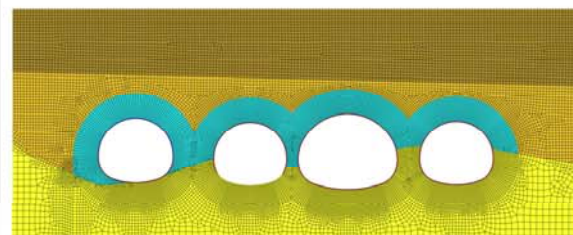
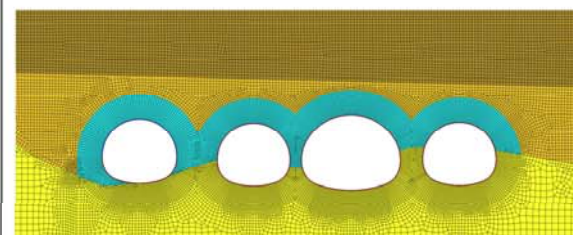
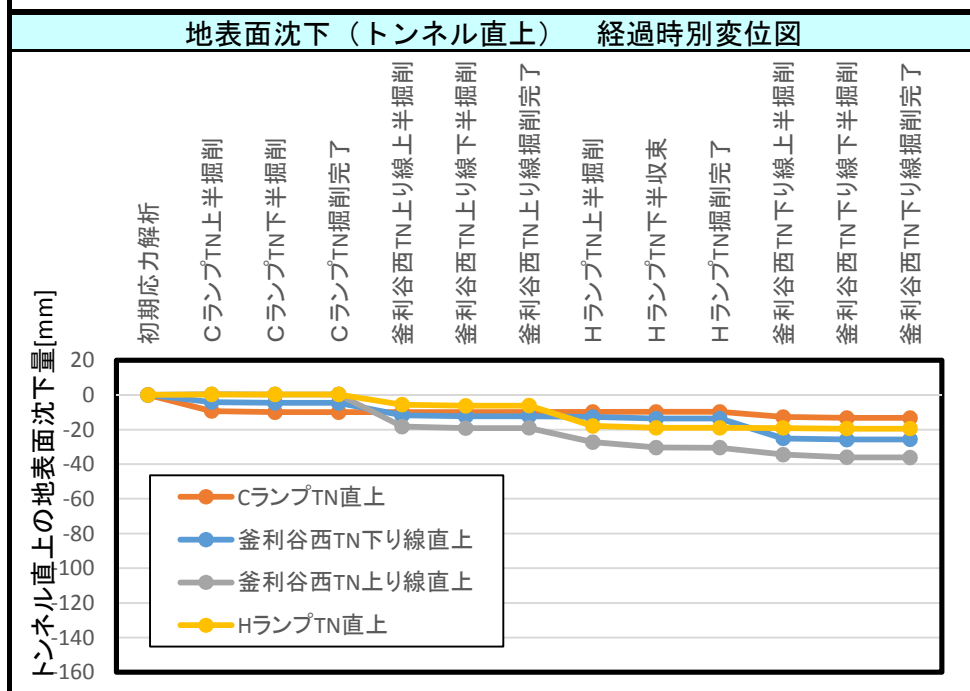
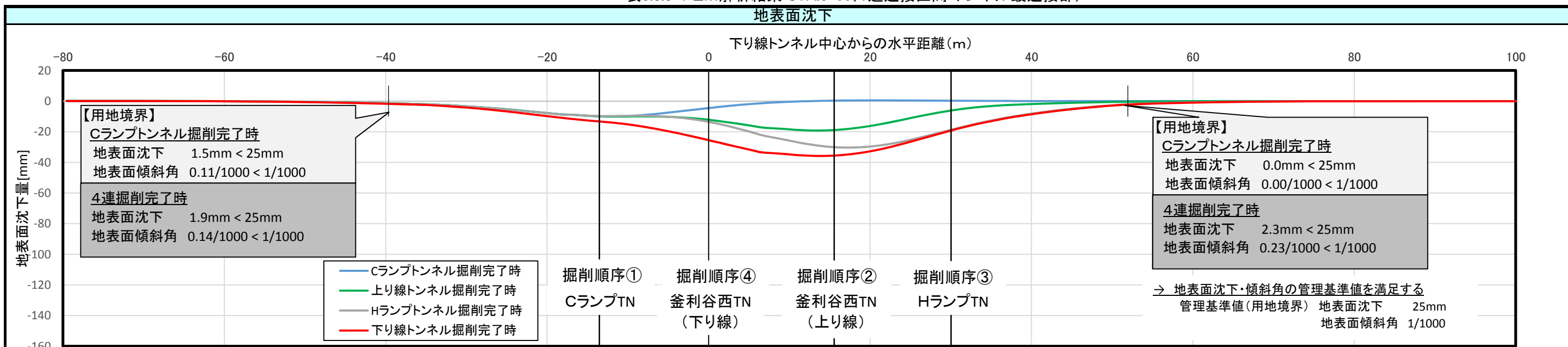
Step 1 初期応力解析	Step 2 C ランプトンネル上半掘削	Step 3 C ランプトンネル上半支保工設置	Step 4 C ランプトンネル下半掘削	Step 5 C ランプトンネル下半支保工設置
				
Step 6 C ランプトンネルインバート掘削	Step 7 C ランプトンネルインバート支保工設置	Step 8 釜利谷西トンネル上り線上半掘削	Step 9 釜利谷西トンネル上り線上半支保工設置	Step 10 釜利谷西トンネル上り線下半掘削
				
Step11 釜利谷西トンネル上り線下半支保工設置	Step12 釜利谷西トンネル上り線インバート掘削	Step13 釜利谷西トンネル上り線インバート支保工設置	Step14 H ランプトンネル上半掘削	Step 15 H ランプトンネル上半支保工設置
				
Step 16 H ランプトンネル下半掘削	Step 17 H ランプトンネル下半支保工設置	Step 18 H ランプトンネルインバート掘削	Step19 H ランプトンネルインバート支保工設置	Step20 釜利谷西トンネル下り線上半掘削
				
Step21 釜利谷西トンネル下り線上半支保工設置	Step22 釜利谷西トンネル下り線下半掘削	Step23 釜利谷西トンネル下り線下半支保工設置	Step24 釜利谷西トンネル下り線インバート掘削	Step25 釜利谷西トンネル下り線インバート支保工設置
				

表5.3.3 FEM解析結果 STA.6+00(4連近接区間・トンネル最近接部)



### 最大支保工応力(N/mm<sup>2</sup>)

支保工構造の諸元			支保工構造の諸元		
トンネル	吹付けコンクリート	鋼製支保工	トンネル	吹付けコンクリート	鋼製支保工
Cランプトンネル	厚さ t=20cm	HH-154	釜利谷西トンネル上り線	厚さ t=25cm	HH-200
Hランプトンネル	厚さ t=20cm	HH-154	釜利谷西トンネル下り線	厚さ t=20cm	HH-154

※吹付けコンクリートは、設計基準強度36N/mm<sup>2</sup>の高強度吹付けとする。  
※鋼製支保工は、HT590の高規格支保工とする。

断面力および発生応力度	Cランプトンネル支保工					照査結果	断面力および発生応力度	釜利谷西トンネル上り線支保工					照査結果
	吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154@1.0m					吹付けコンクリート t=25cm		鋼製支保工 HH-200@1.0m			
	N [kN]	σ <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]			N [kN]	σ <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	
解析ステップ													
CランプTN掘削完了	410.6	2.1	143.9	17.6	98.2	OK	-	-	-	-	-	OK	
釜利谷西TN上り線掘削完了	410.9	2.1	135.1	17.9	97.5	OK	640.0	2.6	587.1	3.6	97.1	OK	
HランプTN掘削完了	415.3	2.1	134.0	17.9	97.2	OK	1726.0	6.9	1584.0	24.2	292.3	OK	
釜利谷西TN下り線掘削完了	778.9	3.9	605.9	19.3	202.5	OK	1755.0	7.0	1610.0	23.9	295.8	OK	

断面力および発生応力度	Hランプトンネル支保工					照査結果	断面力および発生応力度	釜利谷西トンネル下り線支保工					照査結果
	吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154@1.0m					吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154@1.0m			
	N [kN]	σ <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]			N [kN]	σ <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	
解析ステップ													
CランプTN掘削完了	-	-	-	-	-	OK	-	-	-	-	-	OK	
釜利谷西TN上り線掘削完了	-	-	-	-	-	OK	-	-	-	-	-	OK	
HランプTN掘削完了	630.7	3.2	170.5	43.8	204.7	OK	-	-	-	-	-	OK	
釜利谷西TN下り線掘削完了	658.6	3.3	182.2	44.3	208.8	OK	526.1	2.6	123.2	30.5	143.3	OK	

※吹付けコンクリートは、設計基準強度36N/mm<sup>2</sup>の高強度吹付けとする。  
※鋼製支保工は、HT590の高規格支保工とする。

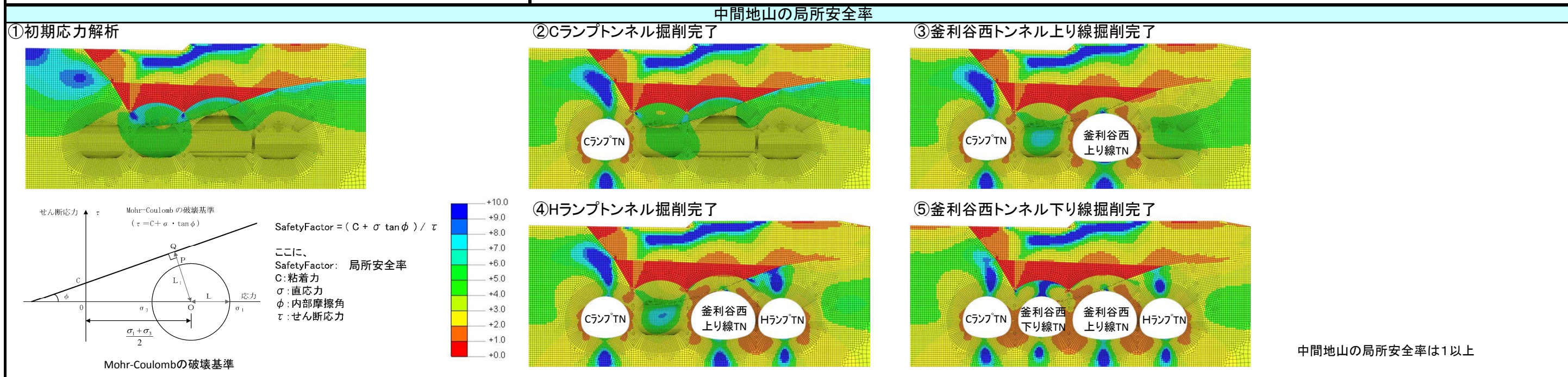
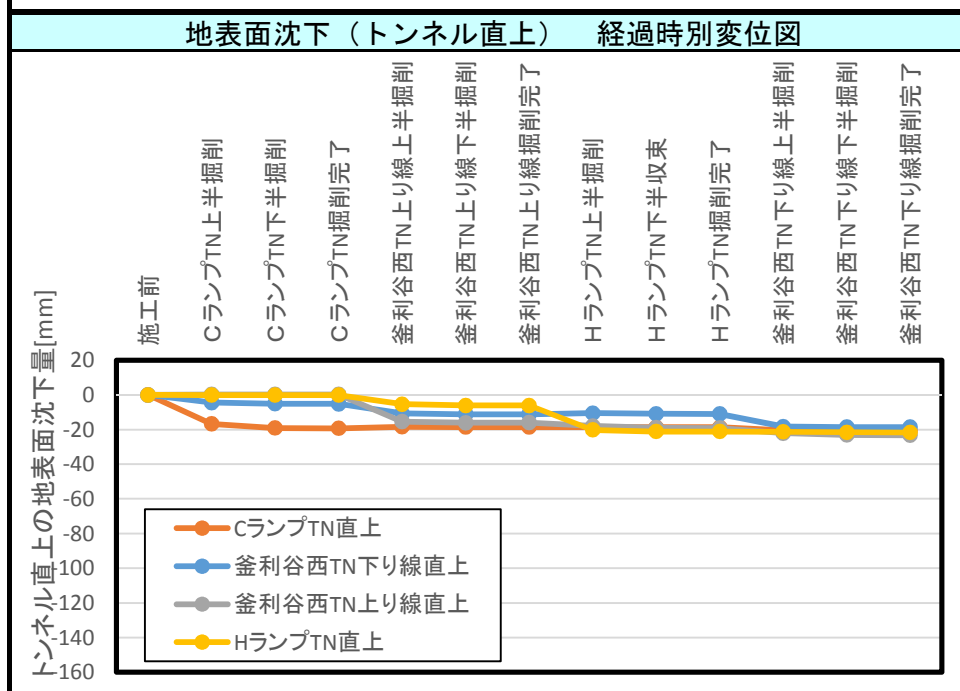
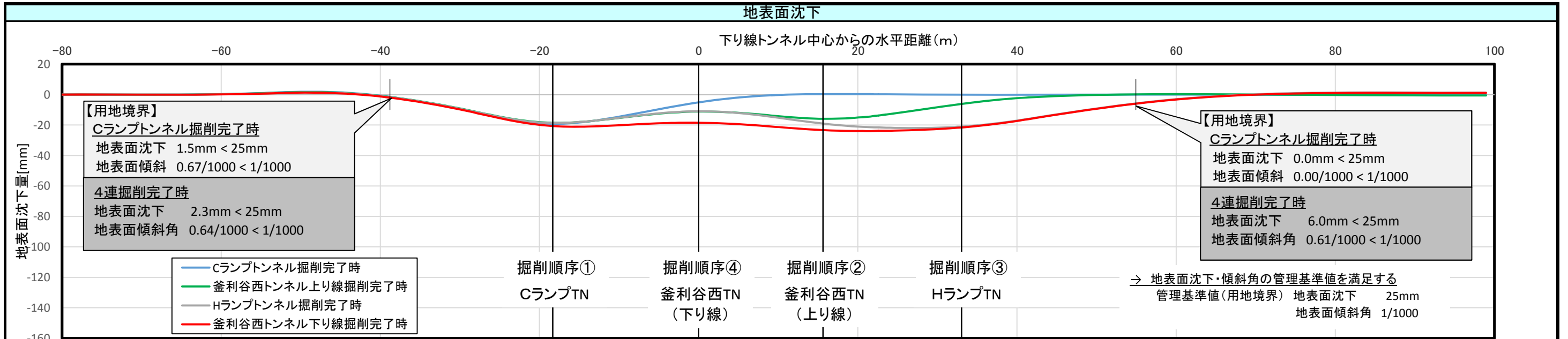


表5.3.4 FEM解析結果 STA.5+60(Cランプトンネル盛土包含部)



### 最大支保工応力 (N/mm<sup>2</sup>)

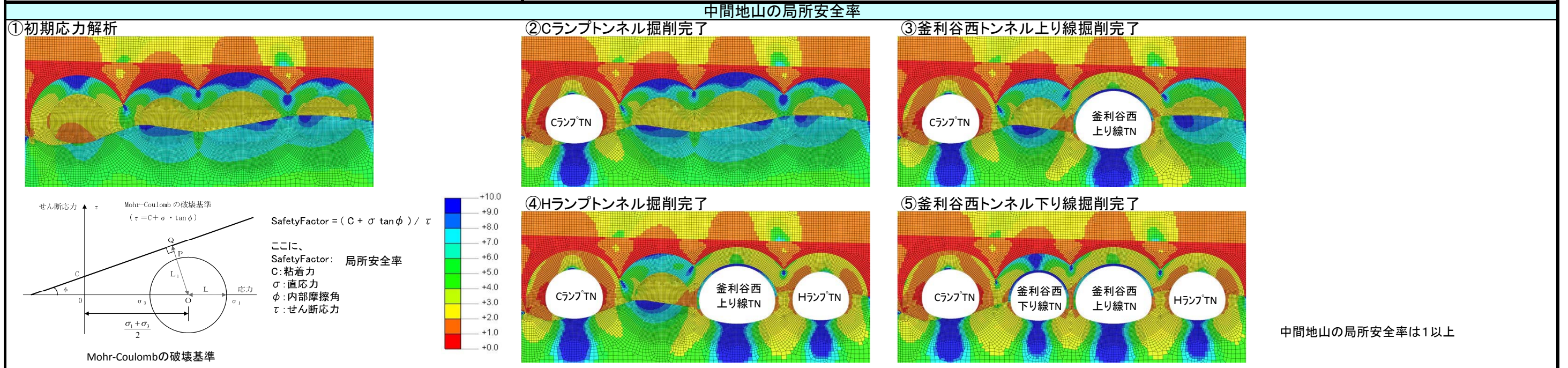
支保工構造の諸元			支保工構造の諸元		
トンネル	吹付けコンクリート	鋼製支保工	トンネル	吹付けコンクリート	鋼製支保工
Cランプトンネル	厚さ t=20cm	HH-154	釜利谷西トンネル上り線	厚さ t=25cm	HH-200
Hランプトンネル	厚さ t=20cm	HH-154	釜利谷西トンネル下り線	厚さ t=20cm	HH-154

※吹付けコンクリートは、設計基準強度36N/mm<sup>2</sup>の高強度吹付けとする。  
※鋼製支保工は、HT590の高規格支保工とする。

断面力および発生応力度	Cランプトンネル支保工					照査結果	断面力および発生応力度	釜利谷西トンネル上り線支保工					照査結果
	吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154@1.0m					吹付けコンクリート t=25cm		鋼製支保工 HH-200@1.0m			
解析ステップ	N [kN]	σ <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]		N [kN]	σ <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]		
CランプTN掘削完了	388.5	1.9	214.3	33.2	173.0	OK	-	-	-	-	-	OK	
釜利谷西TN上り線掘削完了	389.5	1.9	214.4	33.2	172.9	OK	561.7	2.8	160.5	33.2	93.9	OK	
HランプTN掘削完了	389.2	1.9	214.1	33.2	172.9	OK	616.1	3.1	491.4	32.5	143.0	OK	
釜利谷西TN下り線掘削完了	435.7	2.2	211.4	33.2	172.3	OK	818.1	4.1	516.1	32.2	146.1	OK	

断面力および発生応力度	Hランプトンネル支保工					照査結果	断面力および発生応力度	釜利谷西トンネル下り線支保工					照査結果
	吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154@1.0m					吹付けコンクリート t=20cm		鋼製支保工 HH-154@1.0m			
解析ステップ	N [kN]	σ <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]		N [kN]	σ <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N [kN]	M [kN・m]	σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]		
CランプTN掘削完了	-	-	-	-	-	OK	-	-	-	-	-	OK	
釜利谷西TN上り線掘削完了	-	-	-	-	-	OK	-	-	-	-	-	OK	
HランプTN掘削完了	580.6	2.9	450.9	9.9	133.7	OK	-	-	-	-	-	OK	
釜利谷西TN下り線掘削完了	599.8	3.0	464.1	10.9	140.4	OK	398.6	2.0	216.7	7.7	75.5	OK	



(2) 支保工構造の検討(その2)

分合流区間と同様に、4連近接区間もトンネル離隔が小さいことを踏まえ、FEM解析に加え、地山の自立性に期待せず併設影響を考慮した全土被り荷重が支保工に作用した安全側の場合でも問題がないことを確認する。

表 5.3.5 支保工の併設影響を考慮した全土被り荷重に対する支保工の軸力照査

	Cランプトンネル：下り線トンネルの影響	上り線トンネル：Hランプトンネルの影響	上り線トンネル：下り線トンネルの影響
支保工作用荷重 (全土被り荷重)	<p><b>Cランプトンネル掘削時</b></p> <p><b>釜利谷西トンネル下り線掘削時 (併設影響)</b></p>	<p><b>釜利谷西トンネル上り線掘削時</b></p> <p><b>Hランプトンネル掘削時 (併設影響)</b></p>	<p><b>釜利谷西トンネル上り線掘削時</b></p> <p><b>釜利谷西トンネル下り線掘削時 (併設影響)</b></p>
掘削解析による 支保工構造 の検討(その1)	<p>Cランプトンネル : 吹付けコンクリート t=20cm(<math>f_{ck}'=36\text{N/mm}^2</math>)、鋼製支保工 HH-154 (HT590)</p> <p>下り線トンネル : 吹付けコンクリート t=20cm(<math>f_{ck}'=36\text{N/mm}^2</math>)、鋼製支保工 HH-154 (HT590)</p> <p>上り線トンネル : 吹付けコンクリート t=25cm(<math>f_{ck}'=36\text{N/mm}^2</math>)、鋼製支保工 HH-200 (HT590)</p> <p>Hランプトンネル : 吹付けコンクリート t=20cm(<math>f_{ck}'=36\text{N/mm}^2</math>)、鋼製支保工 HH-154 (HT590)</p>		
支保工の照査	<p>[Cランプ支保構造] 作用荷重<math>P=5,024\text{kN}</math> &lt; 許容軸力<math>N_a=5,100\text{kN}</math> ※ A+Bの土被り荷重を載荷 (併設影響)</p> <p>[下り線支保構造] 作用荷重<math>P=2,462\text{kN}</math> &lt; 許容軸力<math>N_a=5,100\text{kN}</math> ※ Bの土被り荷重を載荷</p>	<p>[上り線支保構造] 作用荷重<math>P=5,744\text{kN}</math> &lt; 許容軸力<math>N_a=6,600\text{kN}</math> ※ C+Dの土被り荷重を載荷 (併設影響)</p> <p>[Hランプ支保構造] 作用荷重<math>P=2,575\text{kN}</math> &lt; 許容軸力<math>N_a=5,100\text{kN}</math> ※ Dの土被り荷重を載荷</p>	<p>[上り線支保構造] 作用荷重<math>P=6,066\text{kN}</math> &lt; 許容軸力<math>N_a=6,600\text{kN}</math> ※ E+Fの土被り荷重を載荷 (併設影響)</p> <p>[下り線支保構造] 作用荷重<math>P=2,572\text{kN}</math> &lt; 許容軸力<math>N_a=5,100\text{kN}</math> ※ Fの土被り荷重を載荷</p>



## 6. 本線内工事用道路計画

### 6-1. 本線内工事用道路の目的

- ・本坑施工に先立つ先進導坑掘削により地盤・地質状況等を縦断的に確認し、本坑施工にフィードバックする。
- ・全体施工計画を踏まえ、工事用車両による地域の道路交通への影響及び振動・騒音・塵埃等、周辺環境への影響を極力抑制するため、当該区間においても計画路線建設予定地内に工事用道路を先行整備する。

### 6-2. 基本計画

#### (1) ルート選定

- ・本線内工事用道路は、現地状況を踏まえ下り線側に先行整備することを基本として計画する。
- ・断面配置については、本線内工事用道路の目的を達するため、トンネル計画断面内に配置する。

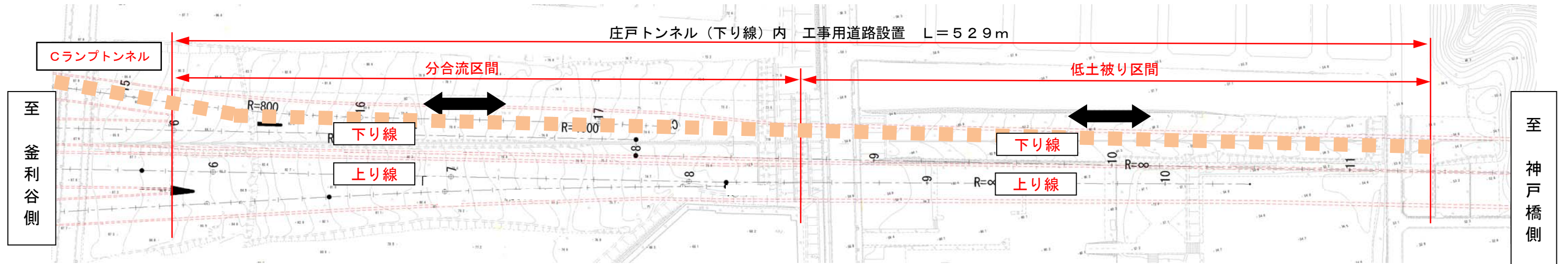


図 6.2.1 本線内工事用道路計画平面図

#### (2) 土運搬方式

- ・隣接工区からの土運搬は「ベルコン方式」で本トンネル内を通過させる。
- ・庄戸トンネル分合流区間の施工時ズリ出し方式は「ダンプ方式」とする。

#### (3) 断面規模および掘削方式

- ・分合流区間は、「ベルコン+ダンプのすれ違いが可能な2車線道路」を確保した断面、低土被り区間は、「ベルコン+ダンプの通行が可能な1車線道路」を確保した断面とする。
- ・掘削方法はNATM工法とシールド工法とを比較した結果、施工性、経済性（先進導坑としての利用が可能）及び本坑施工へのフィードバックの観点からNATM工法とする。
- ・全線にわたりインバートを設置する方針とする。

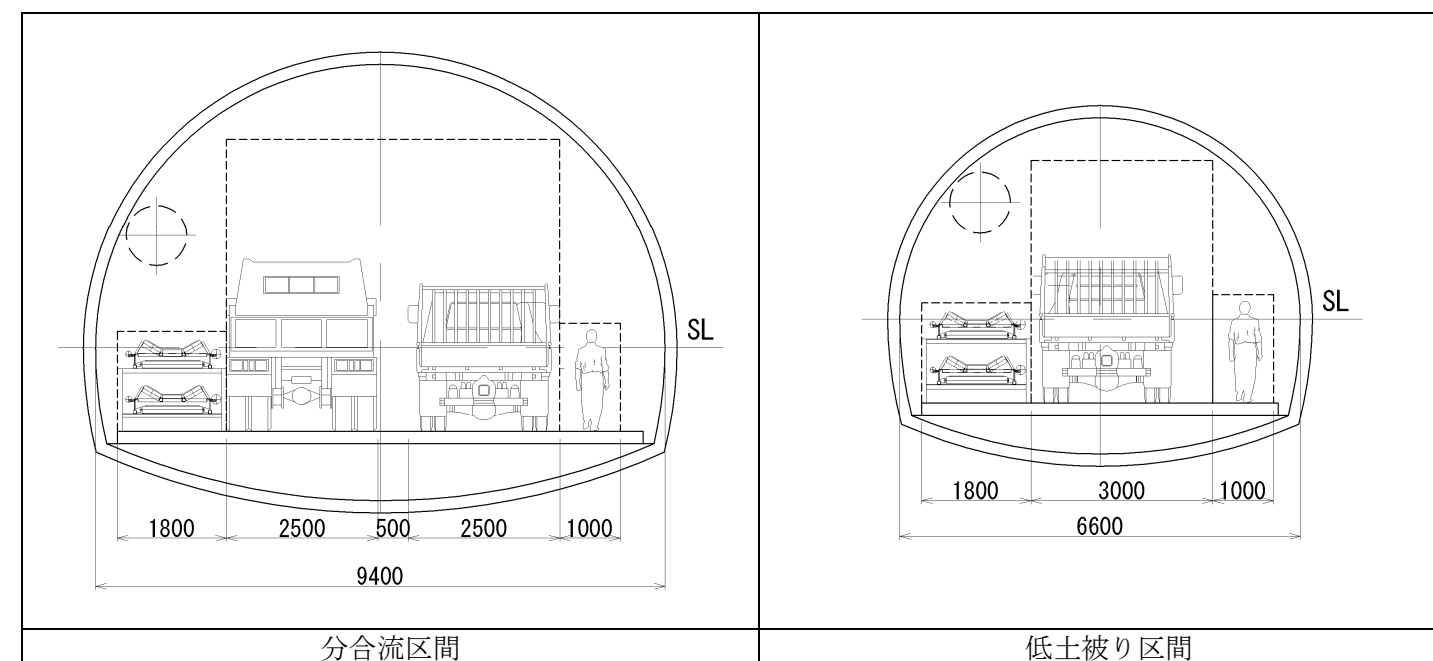


図 6.2.2 工事用道路トンネルの概要図

### 6-3. 詳細計画

分合流区間の掘削工法は、上半脚部が基盤岩で支持されることを考慮して、大断面トンネルでの実績が豊富な中央導坑先進・上半先進工法としている。工事用道路は、図6.3.1に示すとおり本線内の土運搬路のみならず本坑上半の中央導坑として計画する。低土被り区間は上り線側の施工に支障のない位置に配置する。

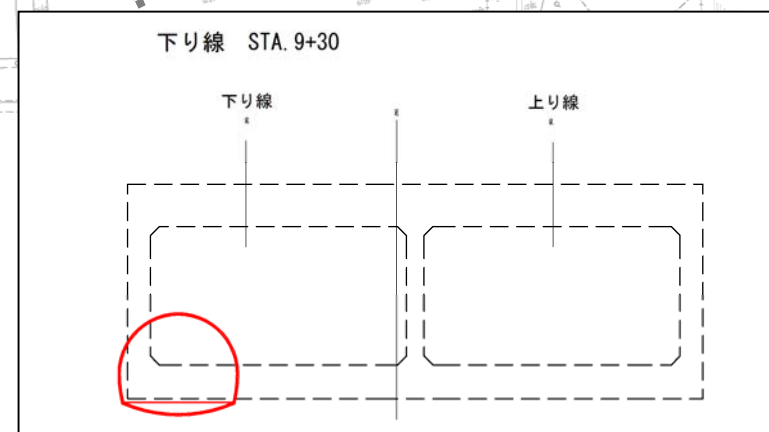
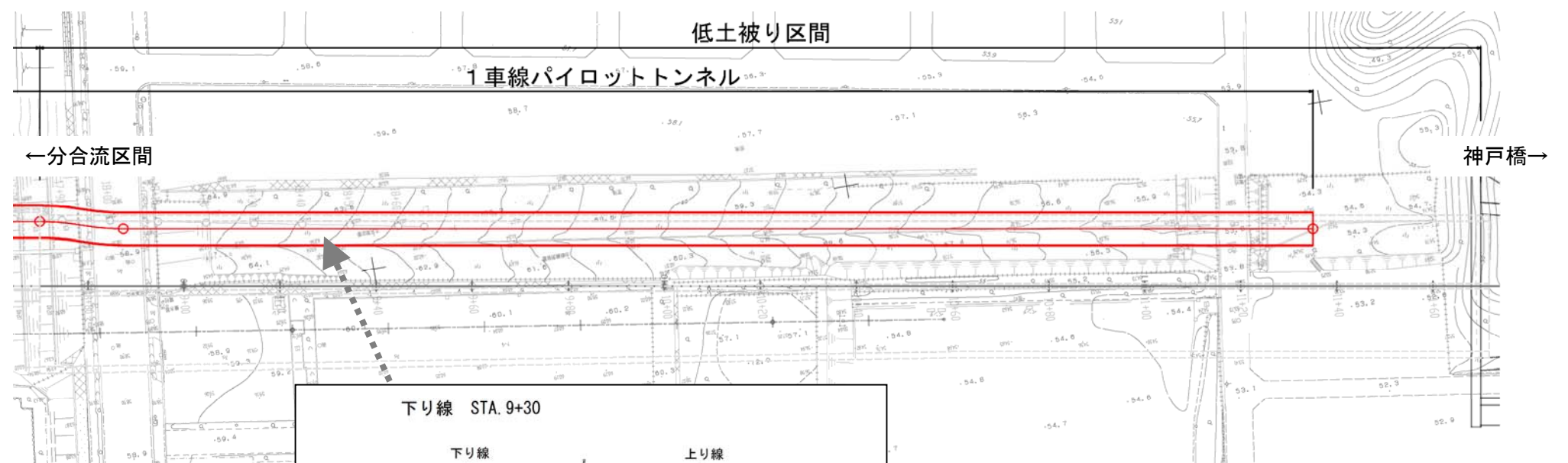
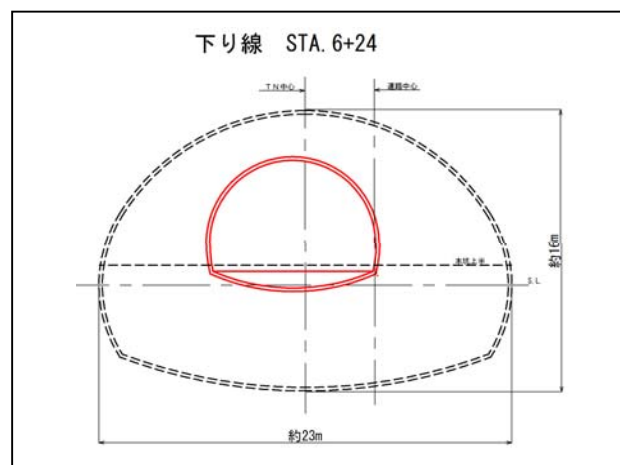
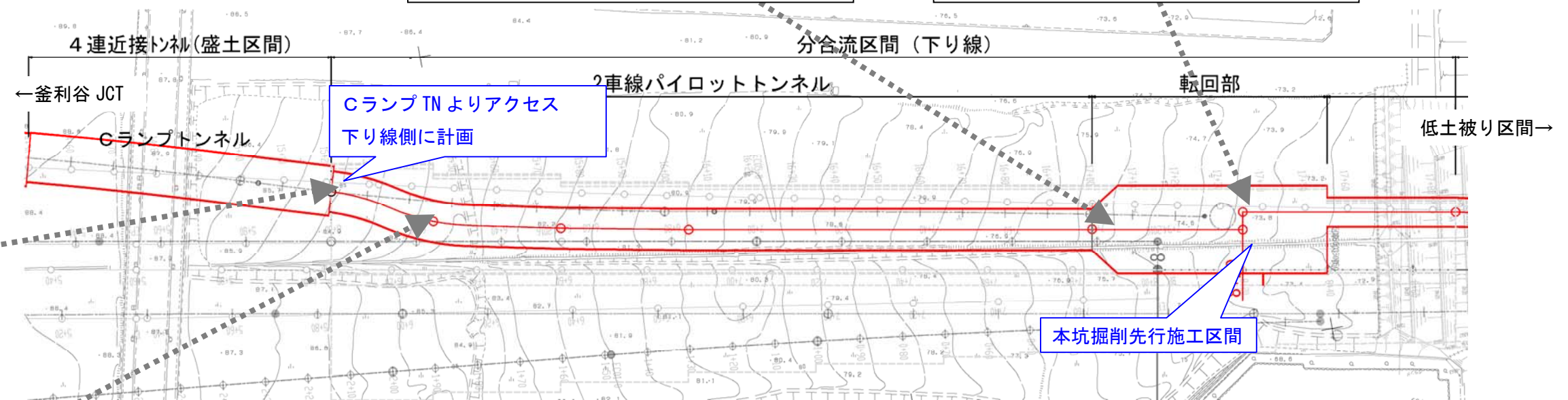
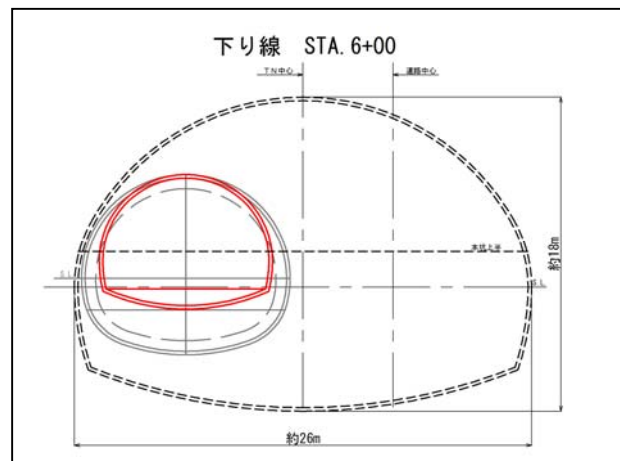
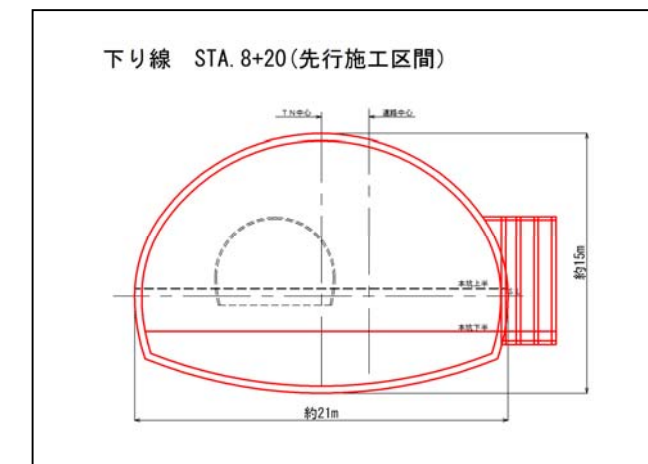
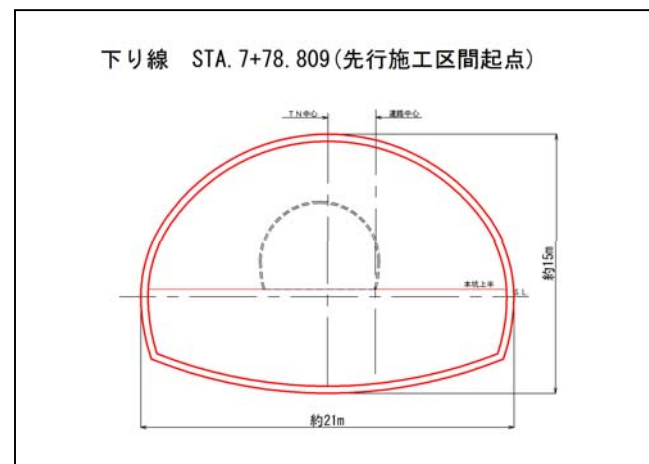


図 6.3.1 本線内工事用道路 詳細計画図

6-4. 工所用道路トンネル施工時の沈下量予測

本坑に先立つ先進坑となるCランプトンネルおよび工所用道路トンネル施工時の沈下量は次のとおりと予測している。

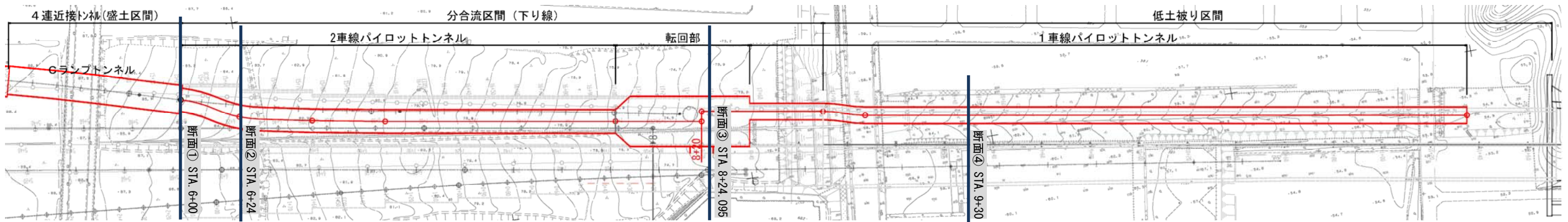
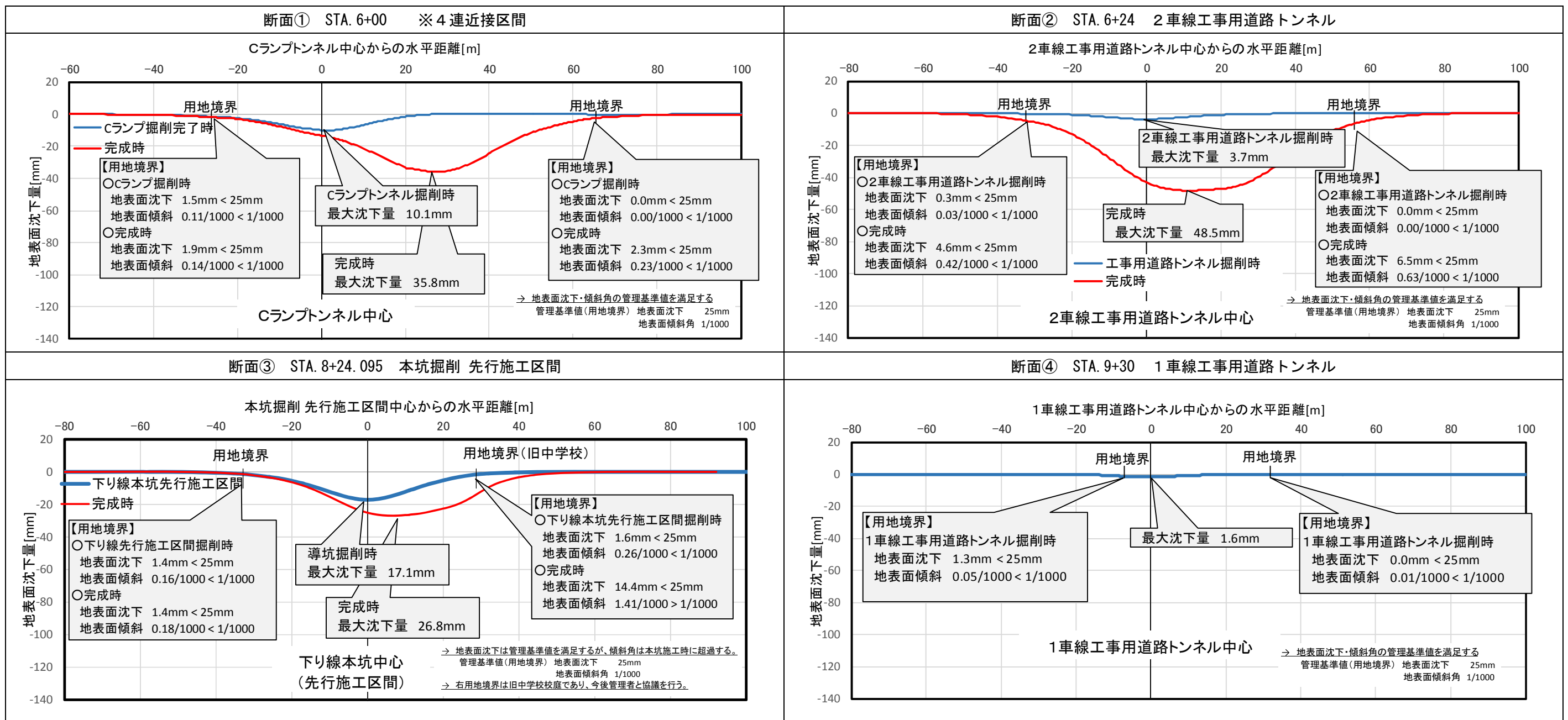


表 6.4.1 地表面沈下予測結果



## 7. 地下水位の変動抑制

トンネルによる地下水位変動抑制のための対策は次のとおりとする。

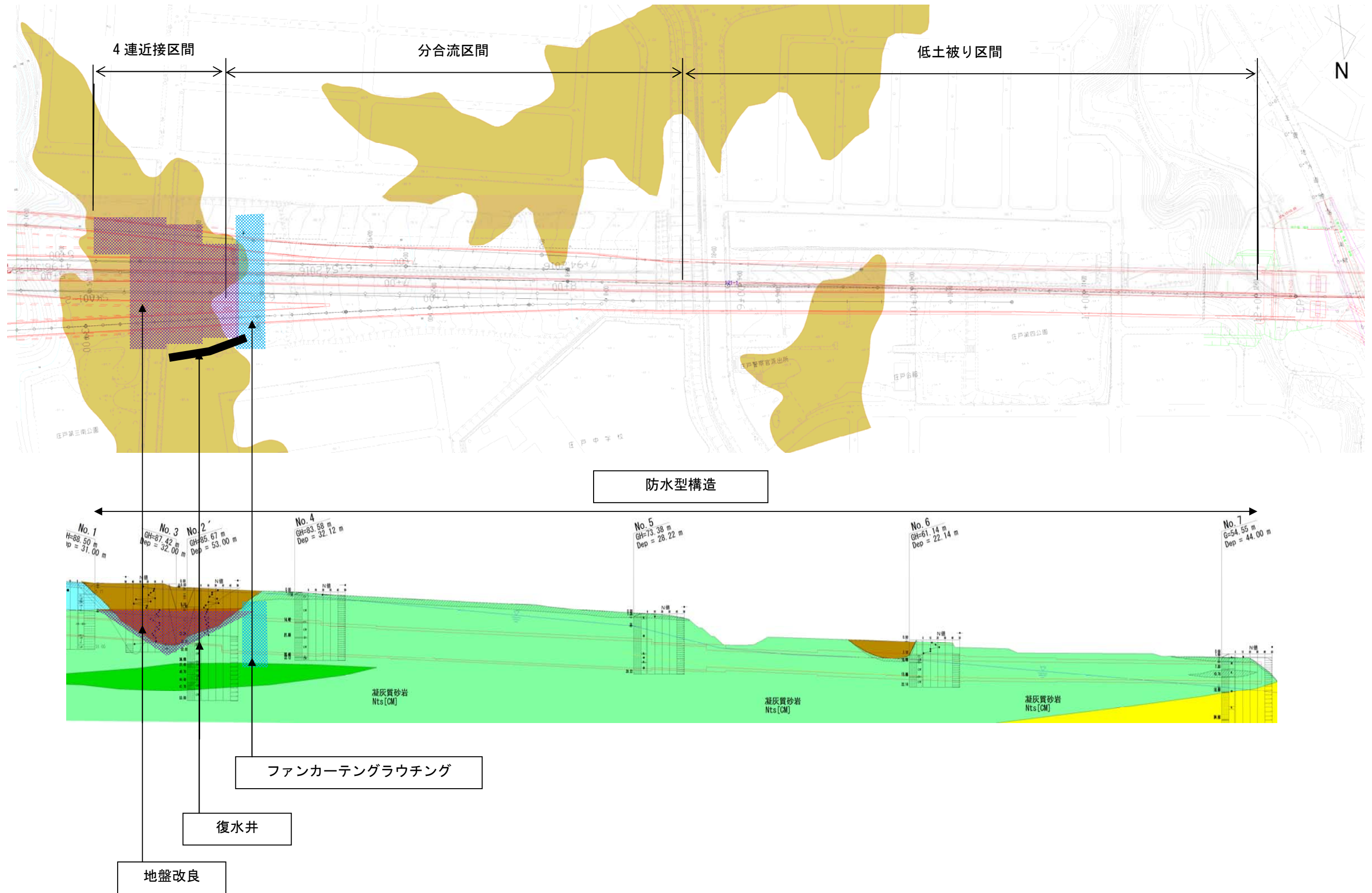
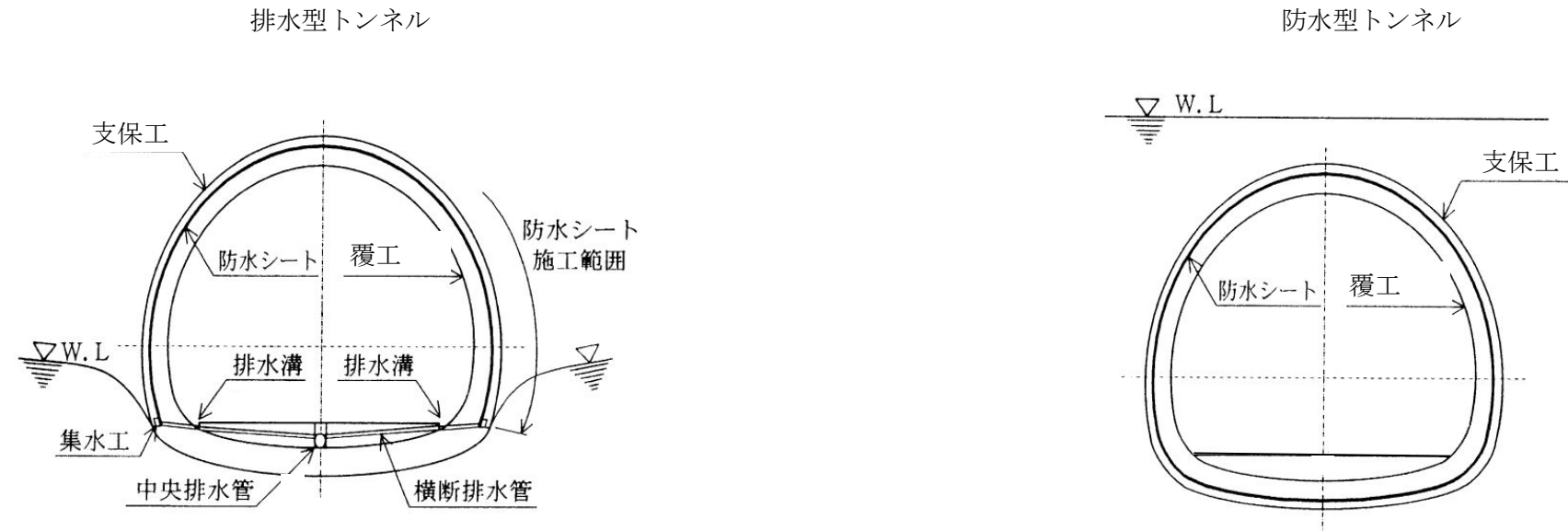


図 7.1 対策工位置図

(1) 防水型構造

透水係数などから基盤岩中の地下水の流動は限られた割れ目を介して行われるものであり、基盤全体としては難透水性岩盤と考えられる。盛土部については基盤岩との境界付近では局所的に透水係数中位の部分が存在するものの、地盤改良により止水性向上を図る。

このためトンネル掘削中は浸み出し程度の滴水はあるものの湧水は基本的にわずかと考えられるが、トンネル完成後の長期に亘る止水性確保により地下水位変動を抑制するため、防水型構造を採用するものとする。対象区間は、4連近接区間～分合流区間～低土被り区間の全域とする。



トンネル周辺の地下水位を背面に滞留させることなく、トンネル内へ円滑に導水排水できる構造

トンネル周辺の地下水位を低下させないよう、トンネル内に地下水を流入させない構造

図 7.2 排水型トンネルと防水型トンネルの概念図

(2) ファンカーテングラウチング

盛土部掘削区間において、盛土内の地下水がトンネルに沿って、トンネル縦断方向の終点側に向けて移動する可能性に配慮し、基盤岩との境界付近に超微粒子系セメント等による止水壁（ファンカーテングラウチング）の設置を検討する。なお、トンネル工事期間中に継続的に水位を観測し、本対策工の必要性を検証していく。

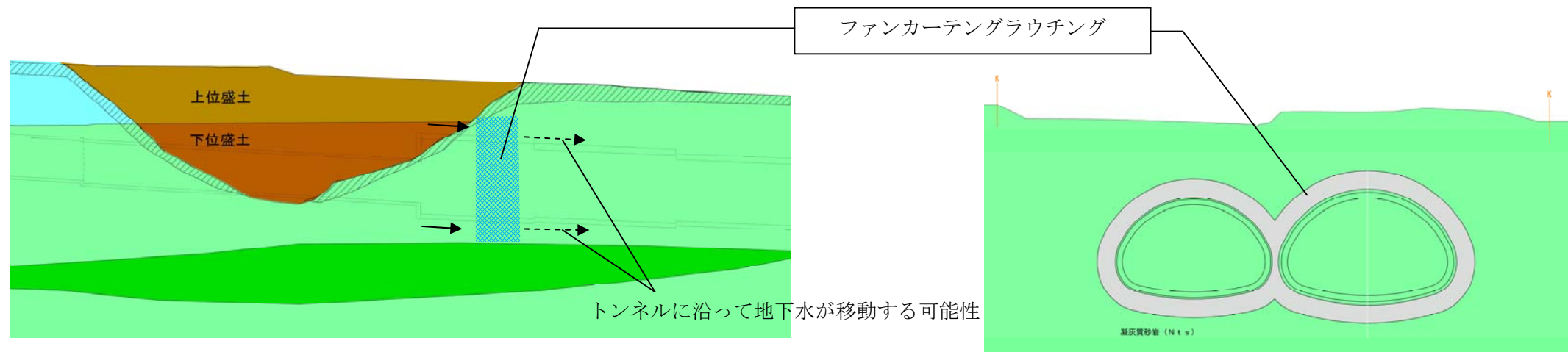


図 7.3 ファンカーテングラウチングのイメージ

### (3) 地盤改良

盛土部掘削区間における地盤改良は、地盤の安定性向上と工事中の止水性向上を確実に図るため、地上からの高圧噴射攪拌工法による改良を基本とする。

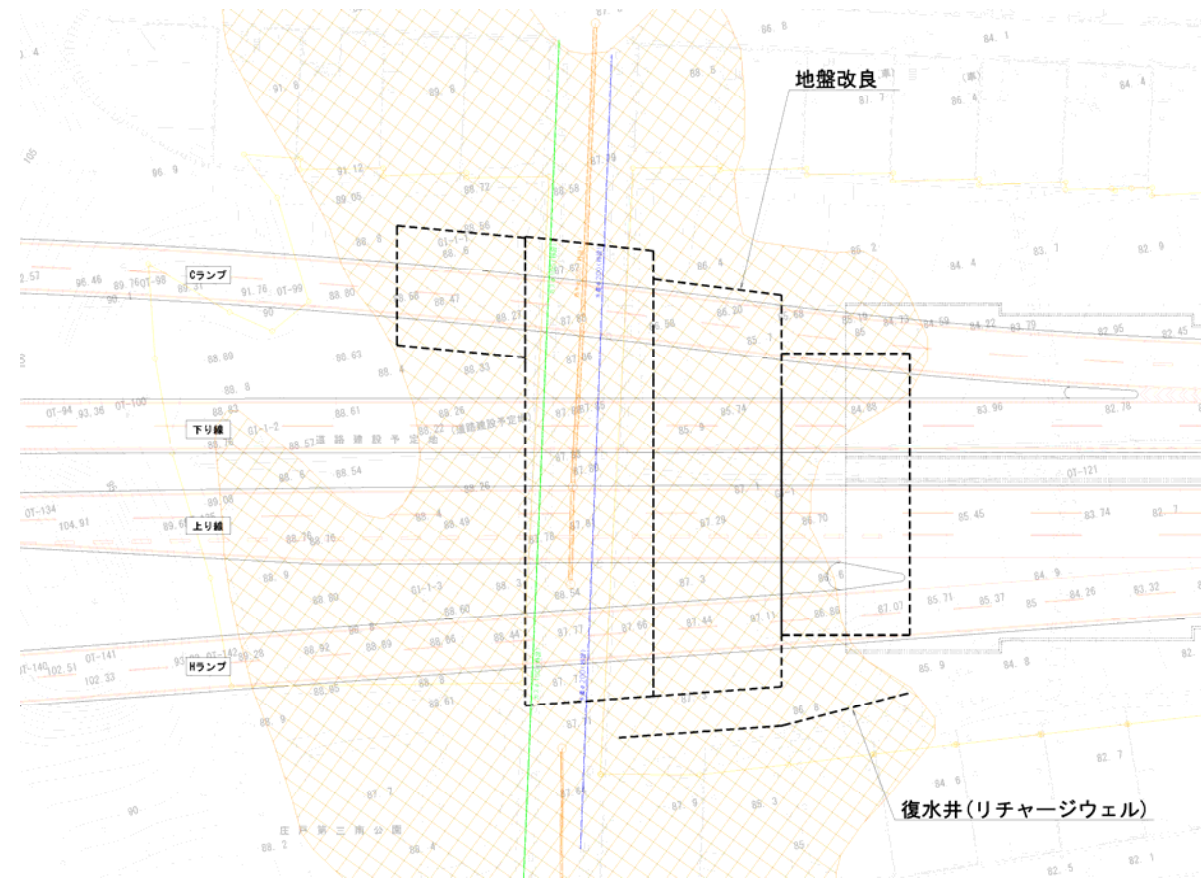


図 7.4 地盤改良及び復水井配置平面図

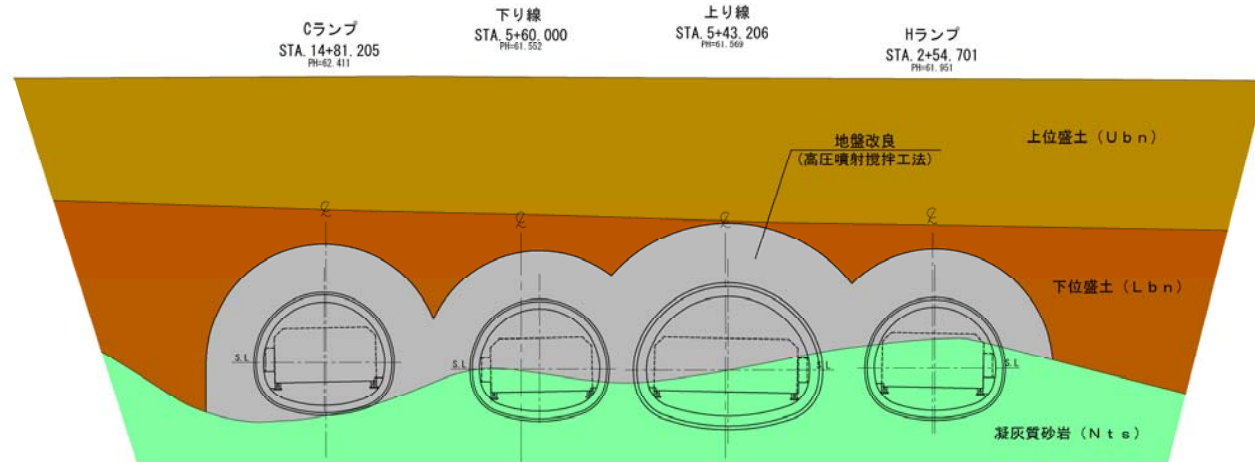


図 7.5 地盤改良横断面図

### (4) 復水井

盛土部掘削区間における地盤改良により、トンネルを挟んだ盛土の下流側では一時的に地下水位が低下する可能性があると考えられるため、復水井（リチャージウェル）を設置する。

過年度調査で観測されている地下水位履歴の範囲を超えて変動する恐れが生じた場合は、必要に応じて注水を実施して水位変動を抑制する。

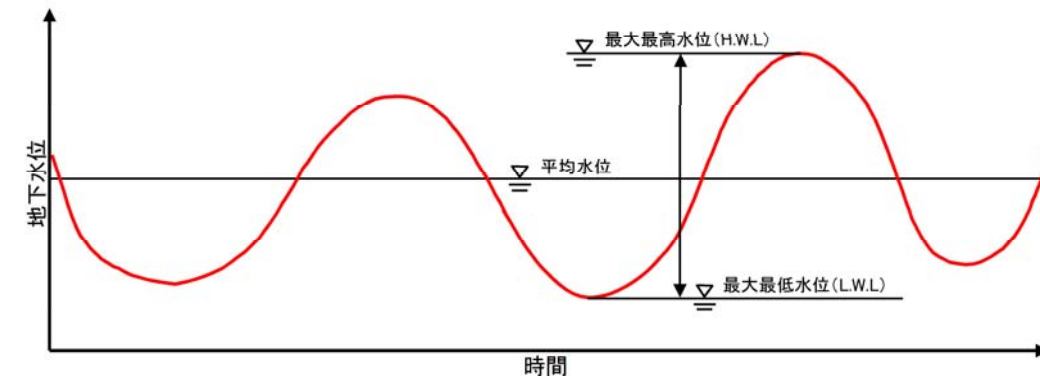


図 7.6 水位変動の概念図

表 7.1 地下水位変動幅

平成 20 年観測開始～平成 26 年 5 月				
	最大最高水位 (標高 m)	最大最低水位 (標高 m)	平均水位 (標高 m)	水位差 (m)
H19-No. 1	77.4	69.3	73.6	8.1
H19-No. 2'	78.3	69.3	73.5	9.0
H19-No. 3	78.4	69.3	73.6	9.1

### (5) 先進導坑による確認







本坑施工に先立って先進導坑（工事用道路トンネル）掘削を行うことにより、地盤・地質状況及び工事による地下水位や周辺地盤への影響について確認し、本坑施工へフィードバックする。

なお、パイロットトンネルでは慎重を期してトンネル切羽での前方探査（さぐり）を行いながら湧水の出現や予兆がないことを確認することとし、必要が生じた場合には先進ボーリングによる追加調査を実施するなどして状況把握に努める。

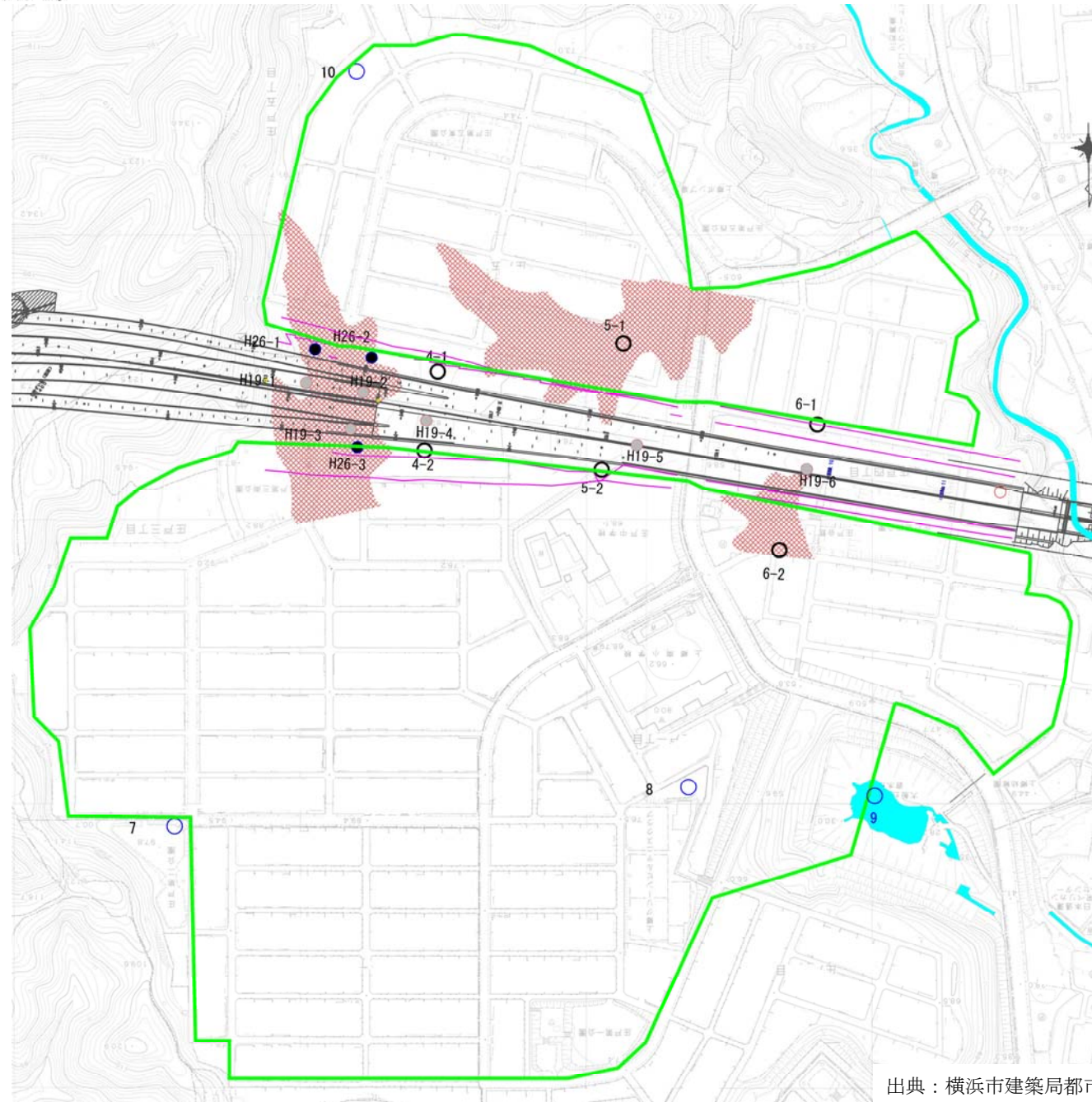
## 8. 観測計画

工事期間中における地表面変位等の基本的な観測計画は次のとおりとする。

表 8.1 観測計画の凡例

項目		観測時期・期間	
	地表面高さ①	工事着手前に観測開始し、工事終了まで継続的に観測する範囲（敷地境界又はトンネル壁面から 45 度の範囲）	
	地表面高さ②	工事着手前に観測実施し、工事中又は工事完了後必要に応じて観測する範囲（庄戸地区内の盛土部（広域））	
地下水位		工事着手前に観測開始し、工事終了まで継続的に観測する範囲	
	既設（廃止予定）	H19-1、2'、3、4、5、6	地盤改良及びトンネル掘削に伴い廃止。工事進捗と水位の関連性を確認。
	既設（代替孔）	H26-1、2、3	工事着手前に設置、観測を開始し、工事終了まで継続的に観測する箇所
	新設（代替孔）	4-1、4-2、5-1、5-2、6-1、6-2	工事着手前に設置、観測を開始し、工事終了まで継続的に観測する箇所
	新設（広域用）	7、8、9（遊水池）、10（既存井戸）	工事着手前に設置、観測を開始し、工事終了まで継続的に観測する箇所

※建物調査等は別途計画する。



出典：横浜市建築局都市計画基本図データにより作成

【横浜市地形図複製承認番号 平 27 建都計第 9113 号】

図 8.1 観測計画平面図

## 9. トンネル耐震検討

### (1) 検討概要

一般的に、地山が良好なトンネルにおいては地震の影響を考慮する必要はないとされている。

4連近接区間・分合流区間・低土被り区間では、凝灰質砂岩を主体とした堅固な地山（N値換算で126）を基盤としているが、一部盛土区間となることから、トンネル構造決定にあたって耐震検討を実施する。検討は、横断方向・縦断方向について実施することとし、FEM2次元動的解析による。

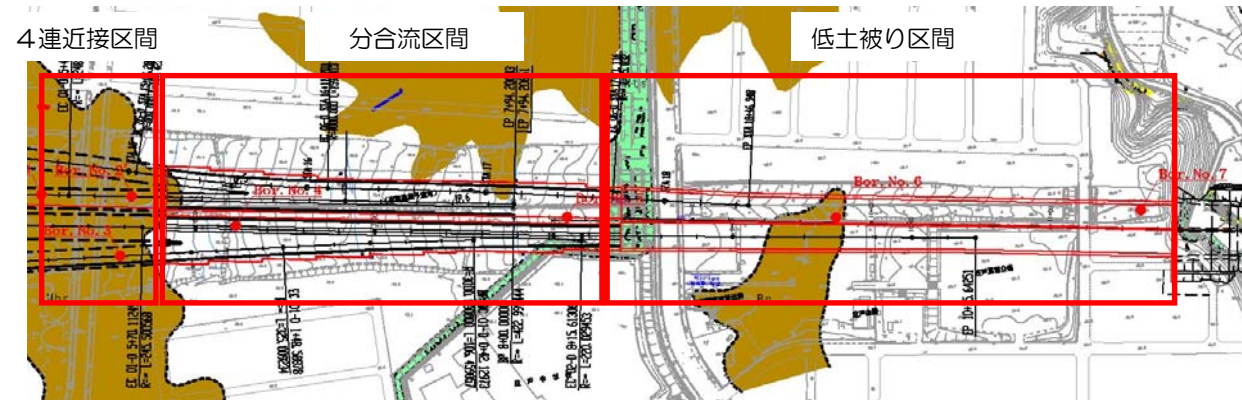


図 9.1 平面図

### ①目標性能

目標とする耐震性能を表 9.1 に示す。

表 9.1 目標とする耐震性能の設定

項目	レベル1地震動	レベル2地震動
	構造物の供用期間中に発生する可能性が高い地震動	構造物の供用期間中に発生する可能性は低い大きな強度をもつ地震動
構造安全性	人命に危害を与えない	
供用性	地震直後にも通常の供用が可能である	地震直後にも緊急車両の通行が可能である
復旧性	耐久性を確保するためのクラックの補修等に対処可能である	補修・補強により建設当初の機能回復が可能である

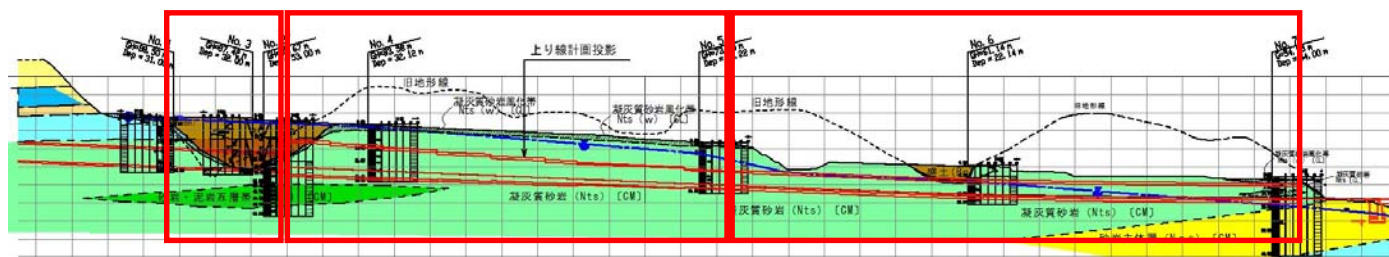
### ②照査指標

表 9.1 の目標性能に対する具体的な照査指標を表 9.2 に示す。

表 9.2 照査指標

地震動	レベル1地震動	レベル2地震動
横断方向の検討	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 曲げ：主鉄筋が降伏しない (<math>\phi &lt; \phi_y</math>)</li> <li>・ せん断：せん断耐力以内</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 曲げ：主鉄筋が最大曲げ耐力以内 (<math>\phi &lt; \phi_m</math>)</li> <li>・ せん断：せん断耐力以内</li> <li>・ 隅角部が許容変形角以内 (<math>\theta &lt; \theta_a</math>) ※矩形断面</li> <li>・ 中壁、中柱が曲げ破壊型※矩形断面</li> </ul>
縦断方向の検討	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本体の照査 圧縮力、引張力、曲げモーメント、せん断力が許容値以内</li> <li>・ 継手部の照査 変形量が許容値以内</li> </ul>	

【横断方向の検討①】 4連近接区間      【横断方向の検討②】 分合流区間      【横断方向の検討③】 低土被り区間



【縦断方向の検討】 4連近接区間～分合流区間～低土被り区間

図 9.2 縦断面図

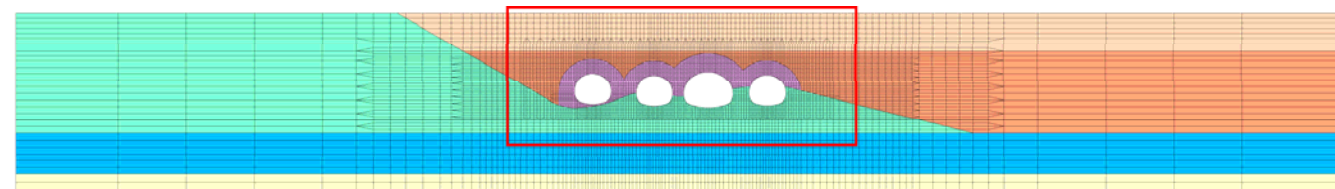


図 9.3 横断方向 FEM モデル



(2) 入力地震動の設定

検討には「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成 24 年）」より以下の地震動全 7 タイプを考慮する。

レベル 2 のうちタイプ I の地震動についてはプレート境界型の大規模な地震（平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震のように継続時間が長い）、タイプ II の地震動については内陸直下型地震（平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震のように継続時間は短いが構造物に与える影響が大きい）の特性を有した加速度波形である。

表 9.3 入力地震動と加速度波形

地震動		名称（記録場所及び成分）	加速度波形	
レベル 1		・ 1978 年宮城県沖地震 開北橋周辺地盤（LG）		
レベル 2	タイプ I	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 2003 年十勝沖地震 清水道路維持出張所構内地盤上（EW）</li> <li>・ 2011 年東北地方太平洋沖地震 開北橋周辺地盤上（EW）</li> <li>・ 2011 年東北地方太平洋沖地震 新晩翠橋周辺地盤上（NS）</li> </ul>		
	タイプ II	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 1995 年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台（NS）</li> <li>・ 1995 年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台（EW）</li> <li>・ 1995 年兵庫県南部地震 猪名川架橋予定地点周辺地盤上（NS）</li> </ul>		

(3) 横断方向の耐震検討結果

4 連近接区間における横断耐震検討結果を表 9.4 に示す。

曲げに対しては全部材で耐震性能を満足し、せん断に対してはせん断補強筋の鉄筋径およびピッチをランクアップすることで耐震性能を満足する結果となった。分合流区間についても同様の傾向を確認している。なお、今後、横断方向については低土被り区間の本坑の安全性、縦断方向については、地盤やトンネル構造部の変化部についてその安全性を確認し、必要な措置を講じる。

表 9.4 横断耐震検討結果（4 連近接区間の例）

	下り線・Cランプ・Hランプトンネル	上り線トンネル
横断耐震検討による鉄筋の変更（4 連近接区間）		