

参考資料

1. 断面形状の検討……………P 1～6
2. パイプルーフの成立性……………P 7～14
3. 地下水に対する抵抗性の評価……………P15～24
4. 補助工法の検討……………P25～30
5. 3連トンネル区間における地層構成の推定……………P31～33

令和元年5月23日(木)

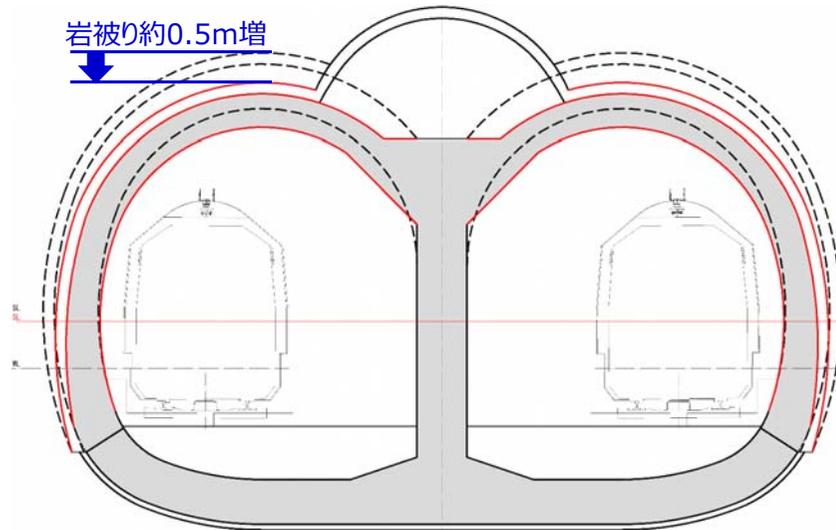
福岡市交通局

3連トンネル掘削計画

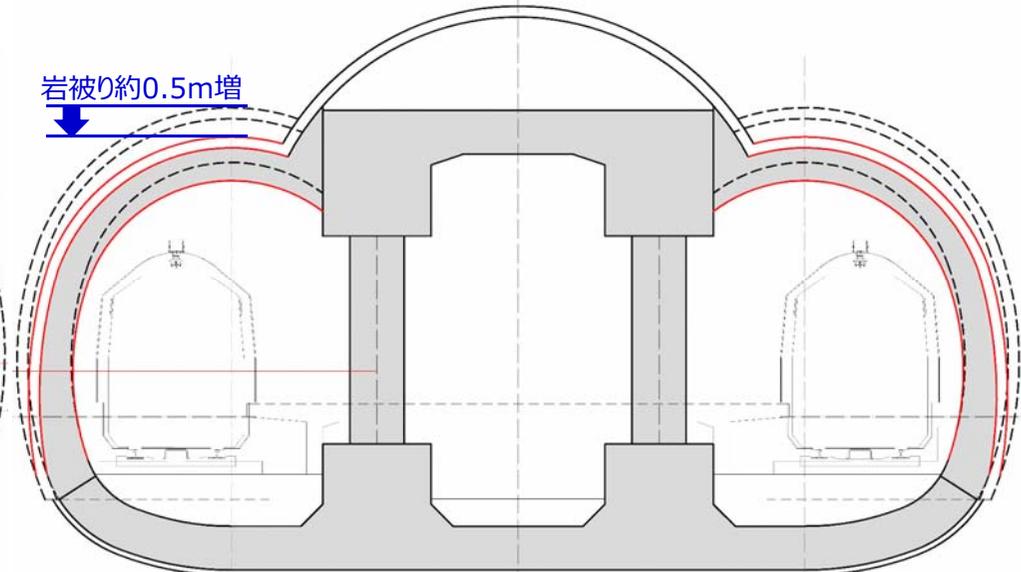
(1) 断面形状変更の検討 (3連トンネル I 型)

より安全に施工するため、断面形状を工夫する検討を行った。

3連トンネル I 型RC中壁式



3連トンネル I 型RC 2本柱



	3連トンネル I 型 (中壁式・RC 2本柱)		
	当初	変更後	備考
岩被り	-	約0.5m増	
二次覆工厚	800mm	600mm	内空を確保するために二次覆工厚を縮小させた
コンクリート強度	24N/mm ²	40N/mm ²	二次覆工厚を縮小させた際に構造上成立させるために変更した
縦横比	0.91	0.89	

3連トンネル掘削計画

(1) 断面形状変更の検討 (3連トンネル I 型)

断面形状の変更により懸念される二次覆工厚縮小に伴う維持管理面での評価について検討した。

○既設七隈線実績との比較

・既設七隈線覆工厚実績

工 区	種 別	覆工コンクリート厚 (c m)
梅 林	単線 I, II 型	4 0
	特 I 型	4 0
別 府	複線 I - 1, 2, 3, II 型	5 0
	複線特 I 型	5 0
	複線特 II, III 型	6 0
	単線 I - 1, 2 型	4 0
六本松	複線特 I, II	5 0
桜 坂	複線 I, II, III, 中間型	5 0
	複線特 I, II 型	6 0
	単線 I, II 型	4 0
薬院西	複線 I, II, III 型	5 0
	複線特 I, II 型	6 0
	単線 I, II, III, IV 型	4 0
薬 院	単線型	4 5

・既設七隈線の実績を確認すると、**覆工厚は400~600mm**であり、形状を変更しても**十分な覆工厚を確保できている**と言える。

・また、既設七隈線開業から10数年経過しているが、上記覆工厚で特に問題は発生していない。

上記から二次覆工厚を縮小させても問題は無いと考える。

3連トンネル掘削計画

(1) 断面形状変更の検討 (3連トンネルI型)

断面形状の変更により扁平率が0.91⇒0.89となることに伴う懸念について安全性に問題がないか検討した。

○技術基準による確認

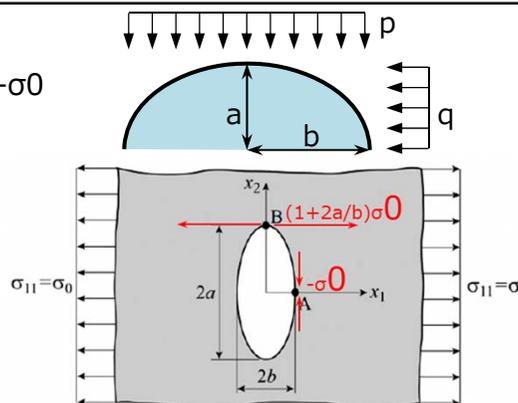
・道路トンネル技術基準 (構造編) ・同解説 P92

トンネルの内空断面形状は安定性や経済性を考慮して、図-3.3.2(1)~(3)のように通常三心円 (上半半心円) からなる馬てい形や、五心円 (上半三心円) などの扁平断面を用いるが、地山条件が悪く土圧や水圧が大きいところでは、円形かそれに近い形状とする場合がある。このように内空断面形状は、所要の建築限界などと地山条件から合理的なものを選定する必要がある。内空断面形状の選定にあたっては、トンネルの安定性を考慮して極端に扁平な断面形状を避けるため、これまでの施工実績から内空縦横比 (内空高さと同幅の比) を概ね0.57~0.60以上確保することが望ましい。

内空縦横比を0.91⇒0.89としても、技術基準の推奨する内空縦横比を十分に満たしている

○引張応力発生の有無による確認

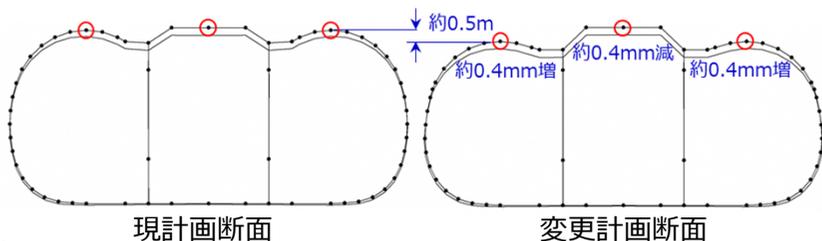
- ・楕円孔の応力集中：
点Bの法線方向応力 $\sigma = (1+2a/b)\sigma_0$ 、点Aの法線方向応力 $\sigma = -\sigma_0$
- ・天端の接線方向応力 (水平方向応力) : $\sigma = (2a/b+1)q-p$
p : 鉛直方向分布荷重, q : 水平方向分布荷重
a : 上半断面の掘削高さ, b : 上半断面の掘削幅/2
q = 0.4p (D2層の側圧係数 0.4) とすると,
 $\sigma = (2a/b-1.5) \times 0.4p$
したがって、掘削断面の縦横比 (a/b) が 0.75より小さくなると、天端の接線方向に引張応力が発生する



断面形状変更後の上半掘削時の縦横比は0.75よりも大きいため、天端の接線方向に引張応力は発生しない

○解析による確認

- ・断面形状変更前後のフレーム解析を実施し、トンネル天端沈下量を比較した (荷重は全土圧による試算)



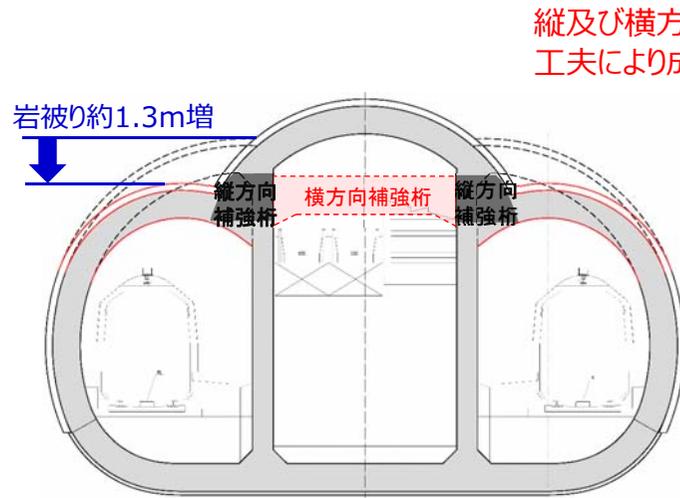
発生する変位に大きな違いがない

これらの観点からの検討を踏まえると、内空縦横比を0.91⇒0.89としても安全性が懸念される値とはならない。

3連トンネル掘削計画

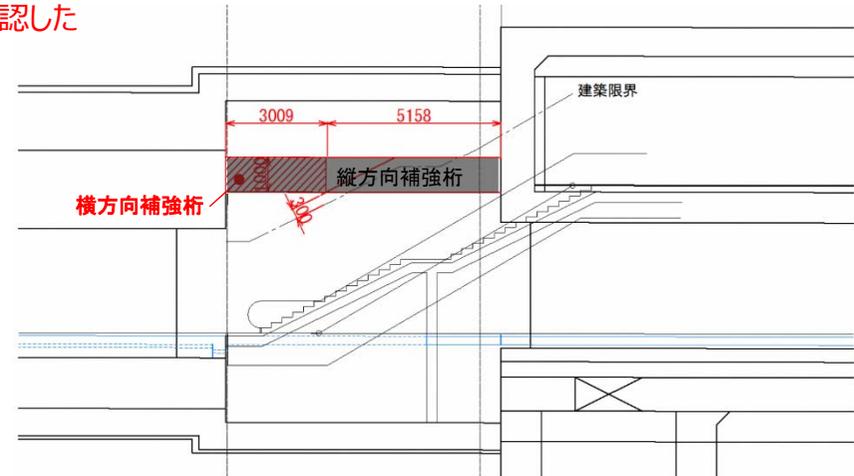
(1) 断面形状変更の検討 (3連トンネルⅡ型駅接続部)

より安全に施工するため、断面形状変更を検討した。



変更計画断面図

縦及び横方向桁設置など構造上の工夫により成立することを確認した



変更計画縦断面図

	3連トンネルⅡ型駅接続部		
	当初	変更後	備考
岩被り	-	約1.3m増	
二次覆工厚	800mm	同左	
コンクリート強度	24N/mm ²	同左	
縦横比	0.73	0.91	

3連トンネルⅡ型駅接続部については、断面を工夫することで扁平率が改善することから、安全性に懸念は生じないと考えられる。

3連トンネル掘削計画

(1) 断面形状変更の検討 (効果)

主に岩被りを確保することによる効果を浸透破壊の観点からD2層被り等の代表値を用いて定量的に評価した。

①断面形状変更前

水深 h_1 (m)	D2層被り h_2 (m)	動水勾配 i ($h_1 \div h_2$)	限界動水勾配 i_c (試験最小値)	安全率 F_s
12.9	4	3.225	7.3	2.26

②断面形状変更後 (D2層被り約0.5m増)

水深 h_1 (m)	D2層被り h_2 (m)	動水勾配 i ($h_1 \div h_2$)	限界動水勾配 i_c (試験最小値)	安全率 F_s
12.9	4.5	2.778	7.3	2.63

1.16倍

③断面形状変更後 (D2層被り約1.3m増)

水深 h_1 (m)	D2層被り h_2 (m)	動水勾配 i ($h_1 \div h_2$)	限界動水勾配 i_c (試験最小値)	安全率 F_s
12.9	5.3	2.434	7.3	3.00

1.33倍

断面形状を工夫することでD2層被りが厚くなり、浸透破壊に対する安全性が一定程度向上する。
また、部分的ではあるもののC2層被りが厚くなることで、安全性が一定程度向上する。

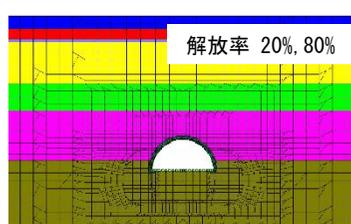
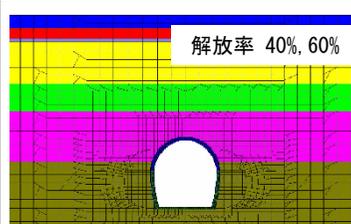
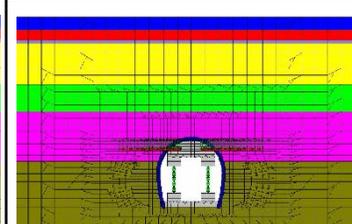
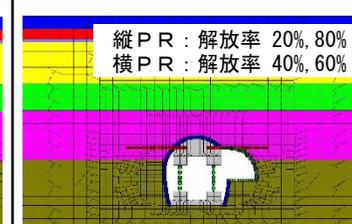
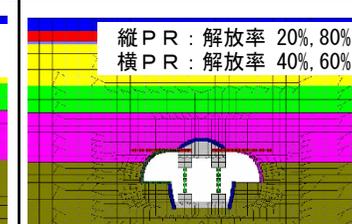
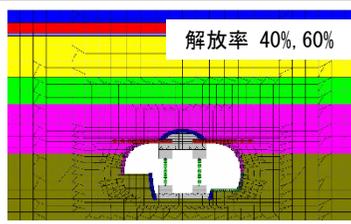
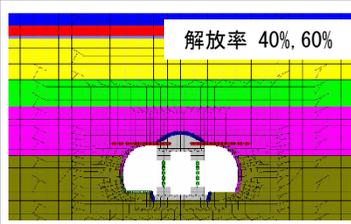
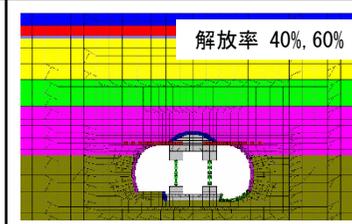
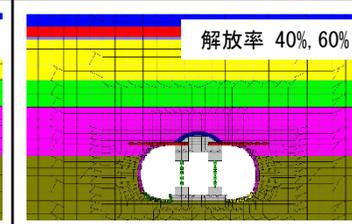
3連トンネル掘削計画

(2) パイプルーフの成立性

パイプルーフの成立性を検討するにあたり，以下のケースで検討を行い，諸元の決定や評価を行った。

検討事項	検討ケース			解析 ステップ	中央坑掘削時の応力解放率	左右坑掘削時の応力解放率	アウトプット		
	パイプルーフのモデル化		鋼管間隔					D h 層の 入力諸元	
横パイプルーフ長の検討	A B C D	横パイプルーフ長 8.0m 横パイプルーフ長 7.0m 横パイプルーフ長 6.0m 横パイプルーフなし（比較用）	連続	D h 層	左右坑片側掘削まで	20%, 80% (AGF評価)	40%, 60%	横パイプルーフ長は7.0mとする	
D h 層の評価	E	横パイプルーフ長 7.0m	連続	D 2 層	左右坑片側掘削まで			40%, 60%	Bとの比較より，安全側の検討となるよう，D h 層はD 2 層として評価する
横パイプルーフ施工時の安全性の検討	F	横パイプルーフ長 7.0m	連続 2本/m	D 2 層	最終掘削まで			40%, 60%	トンネル周辺の安全性評価 切羽付近の安全性評価
縦パイプルーフ施工時の安全性の検討	G H	①応力解放率で評価 ②鋼管及び支保工剛性を評価	—	D 2 層	最終掘削まで			①20%, 80% ②40%, 60%	トンネル周辺の安全性評価 切羽付近の安全性評価

解析ステップ

①中央坑上半掘削 	②中央坑下半掘削 	③中央坑く体構築, PR設置 	④右坑上半掘削 	⑤左坑上半掘削 
⑥右坑下半掘削 	⑦左坑下半掘削 	⑧右坑インバート掘削 	⑨左坑インバート掘削 	

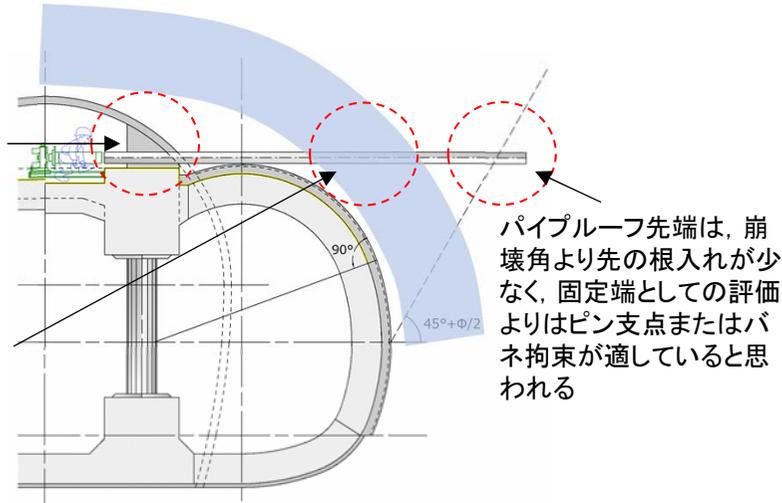
3連トンネル掘削計画

(2) パイプルーフの成立性 ①パイプルーフ材の安全性

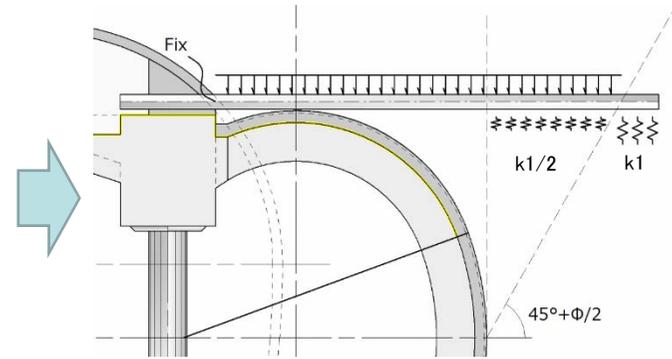
横パイプルーフ工法の骨組み解析モデル

パイプルーフ基部周辺は、コンクリートで囲われるため、固定端相当の支持条件となる

パイプルーフを設置しても、トンネル横断方向のアーチ効果は維持されると考えられ、一定の地盤バネ効果が見込められると思われる



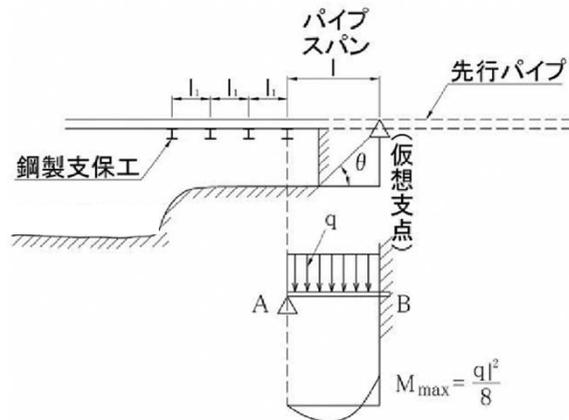
上載荷重は、トンネル横断方向FEM解析の解放率の考え方に倣い、全土水圧の40%とした。



フレーム解析にて断面力を算出する

縦パイプルーフ工法の骨組み解析モデル

一般的に用いられている骨組み解析モデルを適用する

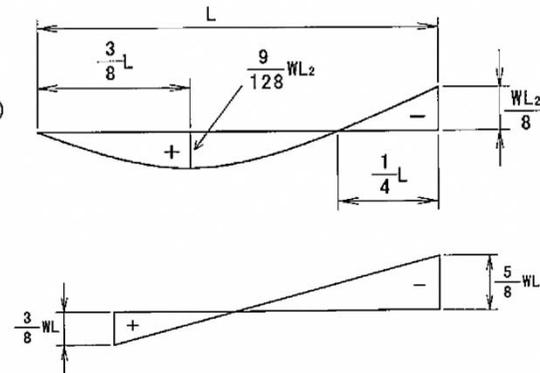


$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8} \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max} \cdot 10^6}{Z \times 10^3}$$

$$S_{\max} = \frac{5WL}{8} \quad (\text{kN})$$

$$\tau_{\max} = \frac{S_{\max} \cdot 10^3}{A \times 10^2}$$



力学公式にて断面力を算出する

3連トンネル掘削計画

(2) パイプルーフの成立性 ①パイプルーフ材の安全性

補強材径と補強材配置

補強材径

- ・横パイプルーフは鋼製支保工が1 mピッチで設置されていることから軸方向に1 mスパンで打設することが望ましい。このことから、1 mのスパンで隙間を作ることなく打設できるφ318.5を採用する。
- ・縦パイプルーフは肩部で施工空間に制約ができる場合があるため、パイプルーフの一般的な使用鋼管のうち、最小のφ216.3を採用する。

補強材配置

- ・パイプルーフの配置は連続しての打設、もしくは隙間を開けての打設とする。
- ・パイプルーフに隙間を開ける場合、設計上の間隔は検討結果より、200mmとする。

補強材料(パイプルーフとAGFの比較)

- ・パイプルーフの一般的な使用鋼管 : φ200~φ1000
- ・AGFの一般的な使用鋼管 : φ114.3

特に横パイプルーフは狭隘空間での施工となるため、施工機械の制約より使用できる最大径はφ300となる。

材料諸元

材料	径 (mm)	肉厚 (mm)	断面積 A (cm ²)	断面二次M I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)
パイプルーフ	216.3	8.2	53.61	2,910	269
	216.3	12.7	81.23	4,230	391
	318.5	10.3	99.73	11,900	744
AGF (参考)	114.3	8.6	28.56	401	70.2

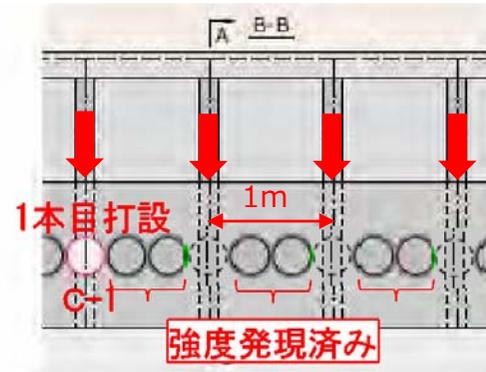
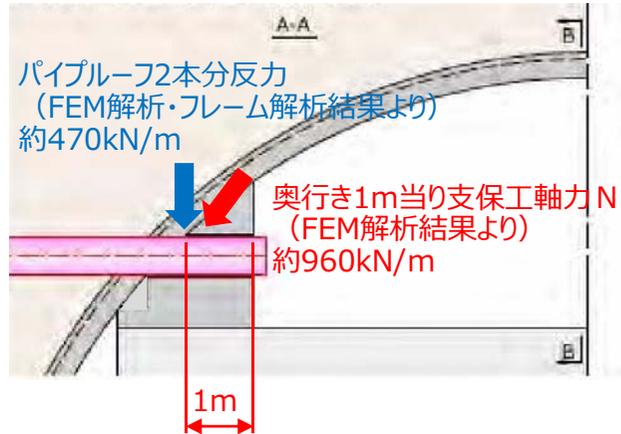
AGFよりもパイプルーフの方が部材剛性が高く、より安全な施工が可能となる。

3連トンネル掘削計画

(2) パイプルーフの成立性

横パイプルーフ施工に際する中央坑支保工切断時の安全性照査

中央坑支保工切断時には、口元コンクリートにて天端アーチ部軸力を本設躯体に伝達する。



- ・支保工切断する際、奥行き1m分の支保工反力をパイプルーフ2本分の奥行き幅で負担する。

●口元コンクリートに作用する支保工軸力による圧縮応力度
 $(470+960) \times 1000 / (1000 \times 667) = 2.14 \text{ N/mm}^2$

●口元コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$) の許容圧縮応力度
 $24 / 3 = 8.0 \text{ N/mm}^2$

・支保工軸力による圧縮応力度は口元コンクリートの許容応力度以下であり、支保工切断時の荷重伝達に問題はない。

3連トンネル掘削計画

(2) パイプルーフの成立性

横パイプルーフ施工に際する中央坑支保工切断時・本体完成後の安全性照査

- 中央坑支保工切断時には、本設中柱（RC柱、鋼管柱）にて上載荷重を負担する。
- 本体完成後もパイプルーフ支点反力が残留応力として作用する。

本体構造物設計：3連トンネル I 型（RC2柱式）

設計軸力 N（柱ピッチ5m分）

- 終局限界：13,627 kN
- 使用限界：13,744 kN

本体構造物設計：3連トンネル II 型（鋼管柱）

設計軸力 N（柱ピッチ7.5m分）

- 終局限界：19,073 kN
- 使用限界：18,856 kN

中央坑支保工切断時における本設中柱の安全性

- 本設時の設計断面力よりも仮設時の設計断面力が小さいことから、安全性は確保できている。

本体完成後における本設中柱の安全性

本体構造物設計：3連トンネル I 型（RC2柱式）

軸圧縮力に対する検討

- 現設計 $\sigma_c/0.4f'cd=9.0/9.6=0.94 \leq 1.0$
- 残留応力考慮 $\sigma_c/0.4f'cd=9.8/9.6=1.02 \geq 1.0$

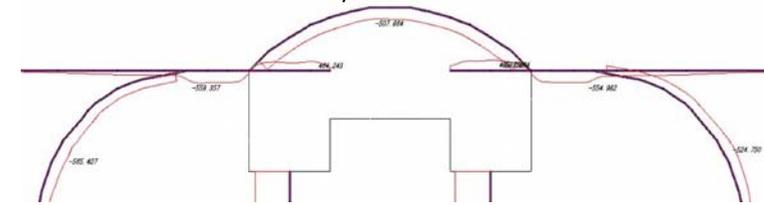
本体構造物設計：3連トンネル II 型（鋼管柱）

軸圧縮力に対する検討

- 現設計 $\gamma_i \cdot N'd/N'oud=1.2 \times 19,073/25,905=0.88 \leq 1.0$
- 残留応力考慮 $\gamma_i \cdot N'd/N'oud=1.2 \times 21,473/25,905=0.99 \leq 1.0$

- RC柱の安全率が許容値をわずかに超過するが、計算上の仮定が実状に対して安全側であることもふまえ、パイプルーフ断面力の計測管理を実施し計算値以上となるようであれば対策工を検討する。

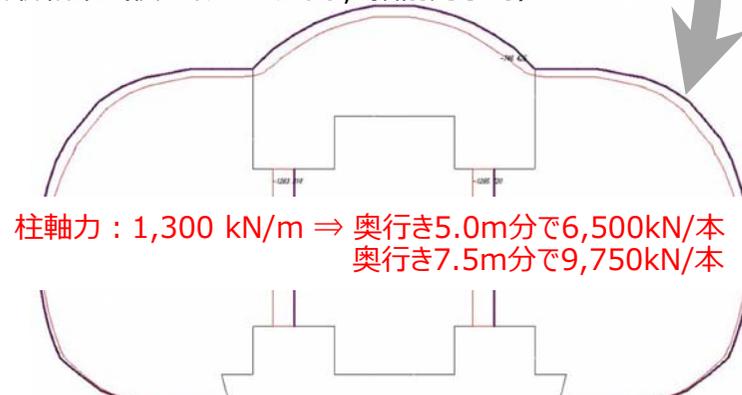
F E M解析結果（横パイプルーフあり、掘削完了時）



柱軸力：1,620 kN/m ⇒ 奥行き5.0m分で8,100kN/本
奥行き7.5m分で12,150kN/本

差がパイプルーフの残留応力
約320kN/m

F E M解析結果（横パイプルーフなし、掘削完了時）



柱軸力：1,300 kN/m ⇒ 奥行き5.0m分で6,500kN/本
奥行き7.5m分で9,750kN/本

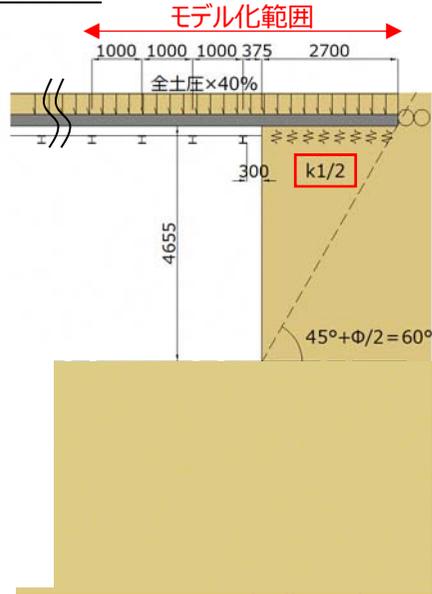
本体構造物の設計は全土被り荷重を考慮しているのに対して、FEM解析結果では緩み土圧に相当する荷重のみが作用していると考えられるため、柱に作用する軸力が小さくなっているものと評価できる。

3連トンネル掘削計画

(2) パイプルーフの成立性

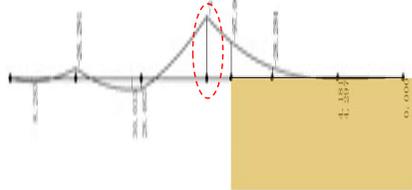
縦方向と横方向のパイプルーフ境界部付近における縦方向パイプルーフの断面力検討を行った。

○Case1

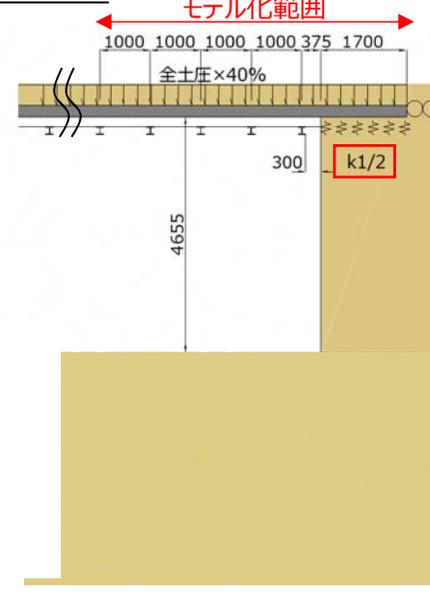


・フレーム解析による曲げモーメント図

132kN・m/m

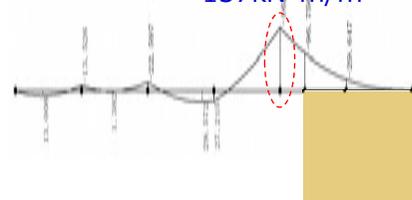


○Case2



・フレーム解析による曲げモーメント図

137kN・m/m



・断面照査結果（面的対策工、Φ216.3）

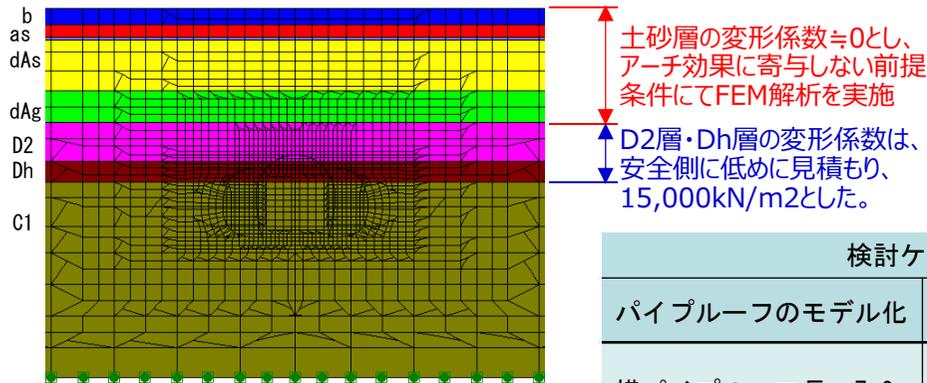
解 析 ケ ー ス	Case1	Case2
曲 げ 安 全 率 < 1	0.460	0.482
せ ん 断 安 全 率 < 1	0.077	0.079
先 端 た わ み 量 (mm)	9.7	7.0
パ イ プ ル ー フ の 成 立 性	○ K	○ K

上記のケースでは、境界部付近の縦方向パイプルーフの発生応力は許容値以内であることが確認された。

3連トンネル掘削計画

(2) パイプルーフの成立性

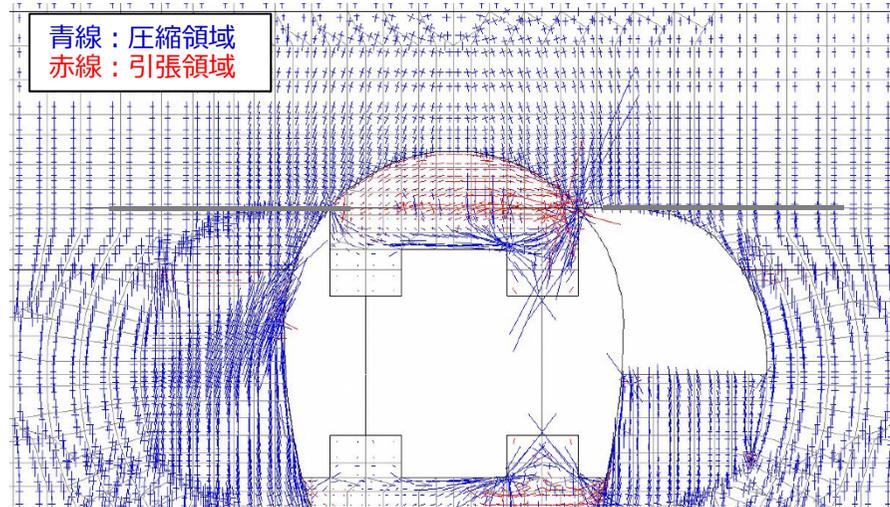
土砂層の剛性を無視した場合のアーチアクションについて検討を行った。



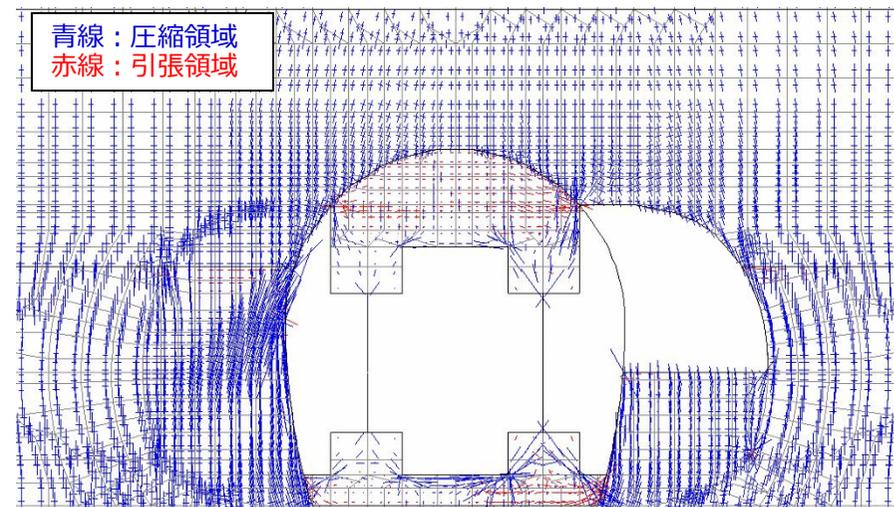
検討ケース			解析 ステップ	中央坑掘削時 の応力解放率	左右坑掘削時 の応力解放率
パイプルーフのモデル化	鋼管間隔	Dh層の 入力諸元			
横パイプルーフ長 7.0m	連続 2本/m	D2層	最終掘削 まで	20%, 80% (AGF評価)	40%, 60%

・FEM解析結果（右坑掘削時、開放率40%）主応力方向図

横パイプルーフ7.0m、土砂層の剛性を無視



参考：パイプルーフなし、土砂層の剛性を考慮



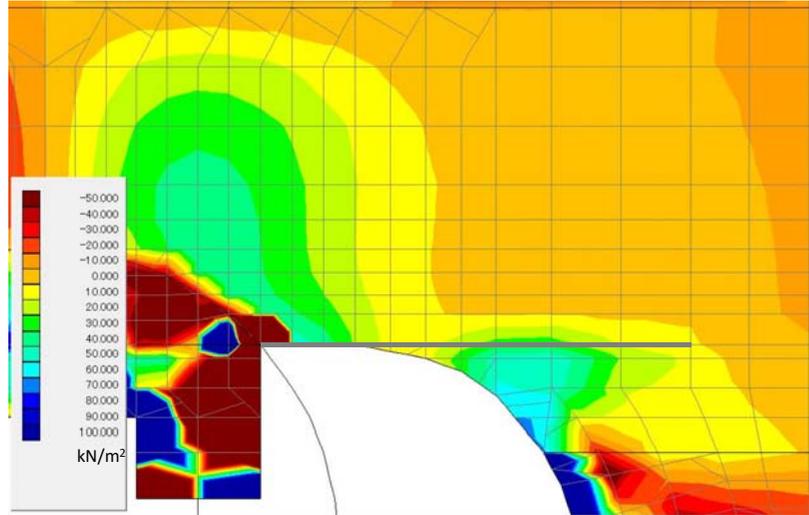
トンネル周辺地盤には圧縮力が作用しており、横パイプルーフより下部の右坑周辺の主応力方向はアーチ状になっている。また、パイプルーフ無しの場合と比較しても大きな変化は生じていない。これより、横パイプルーフ施工時において、土砂層に期待しなくてもアーチ効果が発揮されると考えられる。

3連トンネル掘削計画

(2) パイプルーフの成立性

土砂層の剛性を無視した場合のアーチアクションについて検討を行った。

- FEM解析結果（右坑掘削時、開放率40%）せん断力図(kN/m²)



一般に、鋼管と充填グラウトの付着強度 > グラウトと地山の付着強度のため、後者を算定する。

Dh層の $\tau_a = c + \sigma \tan \phi = 101.9$ (kN/m²) をパイプルーフと地山の間ですべりが生じないせん断力の目安とすると、パイプルーフ周辺の最大せん断力は40~50 (kN/m²)となっていることから、パイプルーフと地山の間ですべりが生じていないと考えられる。

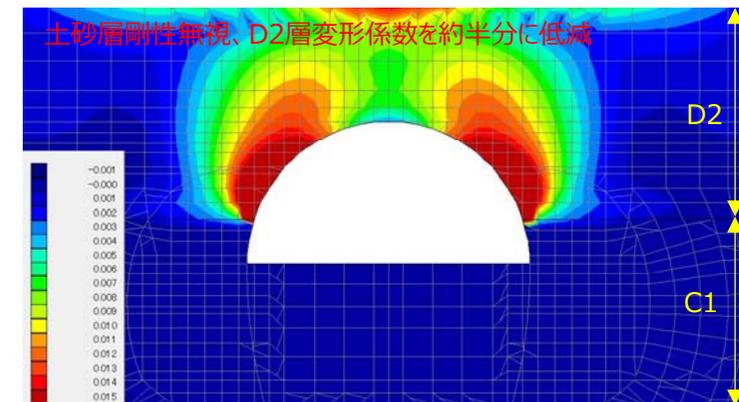
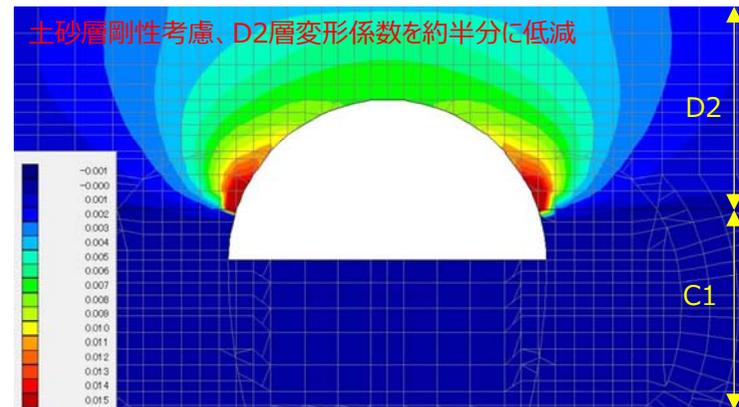
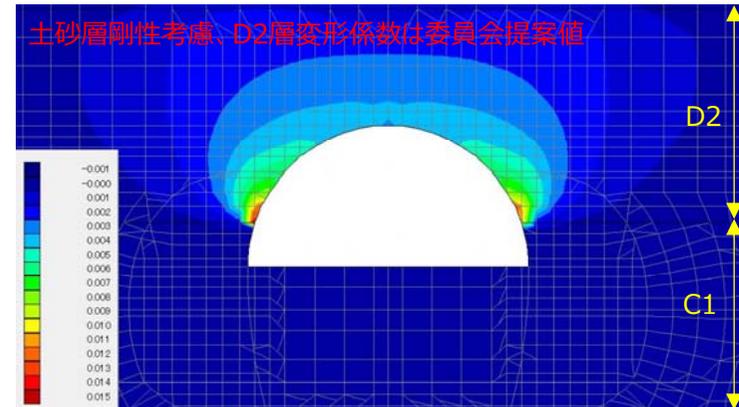
- FEM解析結果（中央坑掘削時、開放率20%）最大せん断ひずみ

3連トンネル中央坑掘削の実績に対して、FEM解析モデルの検証を行った。

土砂層の剛性を考慮し、D2層の変形係数も委員会提案値を用いた場合、トンネル天端付近の γ_{max} は0.4~0.5%と、限界せん断ひずみ（推定式より0.8%程度）以下になった。

これに対し、D2層の変形係数を低く見積もった場合、トンネル天端付近の γ_{max} は0.7~0.9%、さらに土砂層の剛性を無視した場合には、 γ_{max} は1.5%以上の領域も生じた。

中央坑掘削において、D2層を掘削した際に天端に変状は生じていないことから、土砂層の剛性を無視した解析結果は相当安全側の解を得ているといえる。



3連トンネル掘削計画

(3) 地下水に対する抵抗性の評価

●天端付近の地山安定性

- ・パイプルーフ上方地盤としてD 2層, C 1層を想定 (D h層は塑性化すると脆いことから, 強度を期待しない)
- ・パイプルーフ間に350mmの離隔が生じた際の地山の安定を照査する。

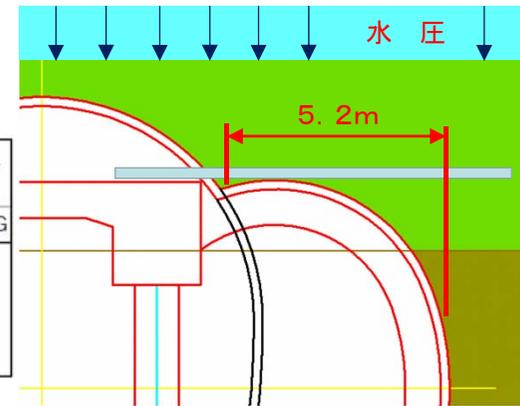
D2層の安定性の検討(施工誤差に伴いパイプルーフ離隔が350mmとなった場合)

- ・パイプルーフの離隔に対して層厚が十分に大きいことから, 地山をパイプルーフに支持された梁と考えた場合, 曲げ破壊的な挙動にはならず, 押し抜きせん断破壊のような現象が想定される。

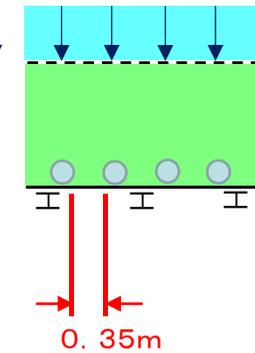
横方向パイプルーフエの離隔が350mmの場合

- ・押し抜きせん断面は, 幅5.2m, 奥行き0.35mとして検討する。

せん断応力					せん断強さ			安全率F		
幅	奥行き	土被り	地盤単重	水位	せん断応力	側方土圧 係数	側方土圧 kN/m ²		せん断強さ kN/m ²	
m	m	m	kN/m ³	m	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		
5.2	0.35	20	18	18	21.39	0.40	72.00	64.09	3.00	
		土水圧	荷重	D2層厚		せん断面積	D2層 C'			D2層 φ'
		kN/m ²	kN	m		m ²	kN/m ²			°
		360	655.2	2.760	30.636	13.3	35.2			



断面図

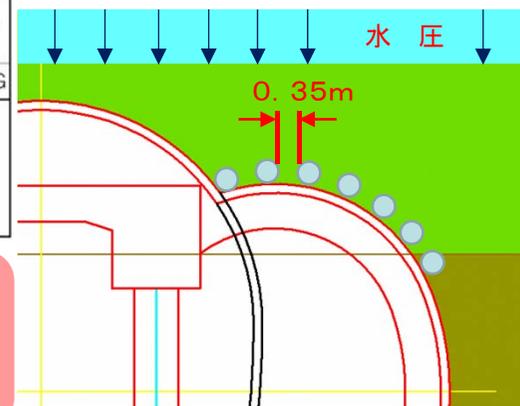


左右坑縦断面図

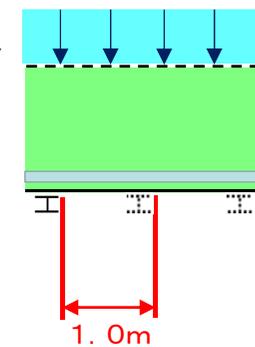
縦方向パイプルーフエの離隔が350mmの場合

- ・押し抜きせん断面は, 幅0.35m, 奥行き1.0mとして検討する。

せん断応力					せん断強さ			安全率F		
幅	奥行き	土被り	地盤単重	水位	せん断応力	側方土圧 係数	側方土圧 kN/m ²		せん断強さ kN/m ²	
m	m	m	kN/m ³	m	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		
0.35	1.0	20	18	18	21.31	0.40	72.00	64.09	3.01	
		土水圧	荷重	D2層厚		せん断面積	D2層 C'			D2層 φ'
		kN/m ²	kN	m		m ²	kN/m ²			°
		360	126	2.190	5.913	13.3	35.2			



断面図



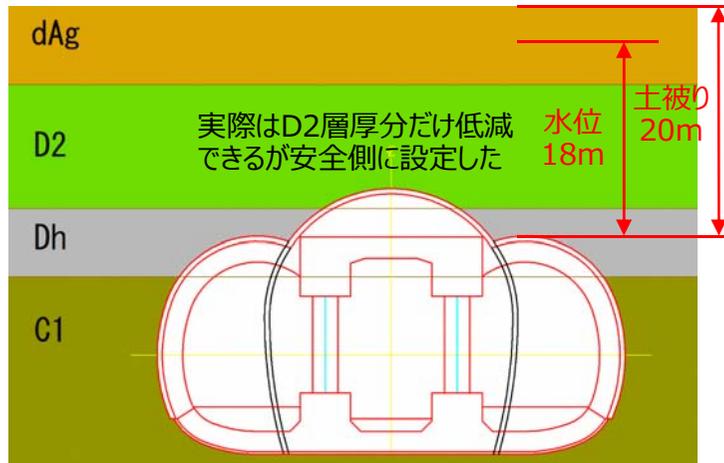
左右坑縦断面図

- ・横パイプルーフの場合, パイプルーフ上方のD2層被りが2.8m以上あれば押し抜きせん断破壊は生じないと考えられる。
- ・縦パイプルーフの場合, パイプルーフ上方のD2層被りが2.2m以上あれば押し抜きせん断破壊は生じないと考えられる。

3連トンネル掘削計画

(3) 地下水に対する抵抗性の評価

土水圧に対する押し抜きせん断抵抗の計算根拠



- 地下水位 (G.L-2m), 土の単位体積重量, 側方土圧係数の考え方は検討委員会報告書及びこれまでの技術専門委員会事前資料に準じた。
- D2層の c , ϕ は技術専門委員会で設定した右表を用いた。

表 3-1 解析用物性値

地盤物性値	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	単位 体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦角 (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	透水係数 K (cm/sec)
b	35,000	0.350	18.0	0.0	34.0	0.0	5.69×10^{-2}
as	17,000	0.350	18.4	11.7	32.0	2.3	5.69×10^{-2}
ac	20,000	0.350	15.0	50.0	0.0	10.0	5.69×10^{-2}
das	29,000	0.350	19.1	8.6	34.0	1.7	5.69×10^{-2}
dAg	70,000	0.350	18.0	0.0	35.0	0.0	5.69×10^{-2}
dHs2	81,000	0.350	19.6	4.6	37.8	0.0	1.36×10^{-4}
D2 (大断面)	27,400	0.300	18.3	11.2	36.2	2.2	1.13×10^{-5}
D2 (標準、3連)	27,840	0.300	18.3	13.3	35.2	2.7	6.17×10^{-5}
Dh	80,800	0.300	18.3	0.0	33.6	0.0	1.72×10^{-5}
D1	249,500	0.300	18.3	458.7	40.2	91.7	5.00×10^{-5}
C2~D1	313,300	0.275	20.9	499.5	41.6	100.0	5.00×10^{-5}
C1, C2	912,000	0.250	23.5	150.0	30.0	30.0	5.00×10^{-5}
埋土	35,000	0.350	18.0	0.0	34.0	0.0	5.69×10^{-2}
流動化処理土	105,000	0.200	20.0	500.0	0.0	100.0	6.03×10^{-5}
ゆるい砂	17,250	0.350	18.0	0.0	30.3	0.0	3.91×10^{-4}
地盤改良	100,000	0.350	20.0	300.0	0.0	60.0	5.00×10^{-5}
止水壁	100,000	0.350	20.0	300.0	0.0	60.0	5.00×10^{-5}

	標準II型の再現解析で用いた値
	第10回委員会資料にて設定した値
	追加地質調査結果の平均値

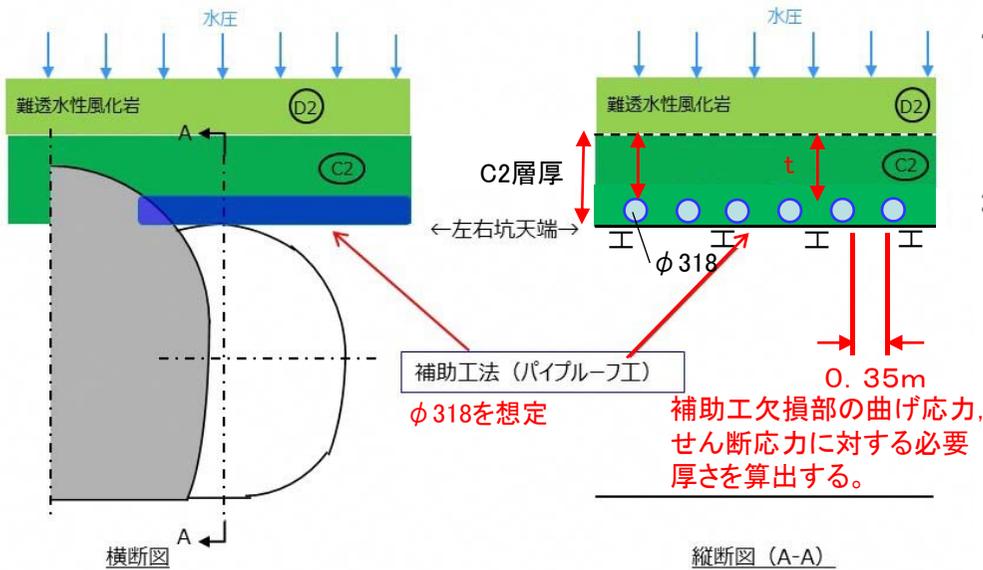
3連トンネル掘削計画

(3) 地下水に対する抵抗性の評価

●天端付近の地山安定性

C2層の安定性の検討(施工誤差に伴いパイプルーフの離隔が350mmとなった場合)

- パイプルーフの離隔に対して層厚が比較的小さいことから、地山をパイプルーフに支持された梁と考えた場合、曲げ破壊的な挙動を示すことが想定される。



1) せん断応力からの検討

$$t_1 = F_s \frac{w \cdot l}{2 \cdot c}$$

2) 曲げ応力からの検討

$$t_2 = F_s \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot w \cdot l^2}{4 \cdot \sigma_t}}$$

計算結果

t1	0.84m
t2	1.15m

ここに,

F_s : 安全率で2.0とする

w : 上載荷重

(土水一体とし, 360kN/m²)

l : 欠損部スパン = 0.35m

c : 粘着力

(C1層の場合150kN/m²)

σ_t : 曲げ引張強度 = 2/3 · c

パイプルーフを含めてC2層被りが約1.5mあれば地下水に対する抵抗性を有している区間と評価する。

3連トンネル掘削計画

(3) 地下水に対する抵抗性の評価

● 浸透破壊の照査

掘削時における難透水層の維持(D2層)

既往文献※より, FEM解析により得られる
せん断ひずみ0.7%を境界値とする(※1)

せん断ひずみ と ひずみの関係式

$$\gamma = \varepsilon (1 + \nu)$$

γ : せん断ひずみ

ε : ひずみ

ν : ポアソン比(0.3)

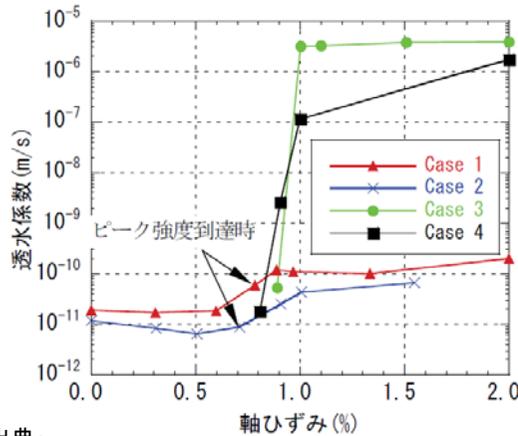
(※1)

軸ひずみが0.6%の場合, せん断ひずみは
 $\gamma = \varepsilon (1 + \nu) = 0.6(1+0.3) = 0.78$

(参考1) せん断変形の進行に伴う堆積軟岩の透水特性の変化

表-1 試験ケースの一覧

試験ケース	透水試験	有効拘束圧 (MPa)
Case1	一様流	0.3
Case2		1.0
Case3	放射流	0.3
Case4		1.0



出典:
「せん断変形の進行に伴う堆積軟岩の透水特性の変化」
第40回岩盤力学に関するシンポジウム講演集
(社)土木学会 2011年1月 講演番号 50

軸ひずみが0.6%を超えると
透水係数が大幅に増加する

(参考2) 三軸せん断過程における堆積軟岩の構造変化と透水性に関する実験的検討

(2) 透水係数の変化

軸ひずみ-透水係数関係を図-4に示す。有効拘束圧0.1MPa(供試体No.08-01,08-02)では, 軸ひずみ3%までに透水係数は大きく増加しており, 最終的には初期透水係数の10~30倍程度の値になった。有効拘束圧0.4MPa(供試体No.08-30,08-31)では, 軸ひずみ1%以降緩やかに増加しているが, 軸ひずみ3%以降は大きな変化は見られない。最終的には初期透水係数の3~5倍程度の値となった。

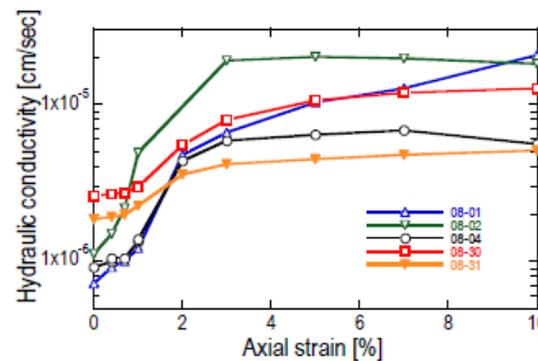


図-4 軸ひずみ-透水係数関係

出典:
「三軸せん断過程における堆積軟岩の構造変化と透水性に関する実験的検討」
第38回岩盤力学に関するシンポジウム講演集
(社)土木学会 2009年1月 講演番号 52

軸ひずみが3%程度まで透水係数が増加するが, 最終的には初期透水係数の3~5倍程度の値となる

(参考3) Ca型ベントナイト混合土の長期状態設定における変形挙動と透水係数(その2)

一せん断透水試験における拘束圧条件による比較・検討一

次にCASE1およびCASE2に関する透水係数kとせん断ひずみ γ の関係を図6, 7に示す。CASE1,2とも $k=10^{-11}$ m/secオーダーであるが, CASE2の方がやや小さめの透水係数の傾向にある。せん断ひずみが10%~15%に達しても初期状態における透水係数がほとんど変化しない要因の一つとして, 間隙水圧消散時の有効応力経路の挙動特性があると考えられる。

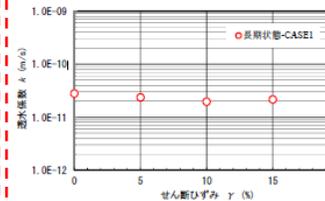


図6 k- γ 関係 (CASE1)

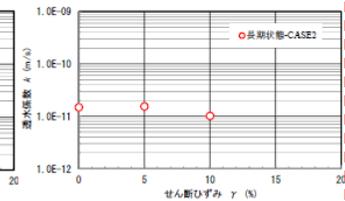


図7 k- γ 関係 (CASE2)

出典:
「Ca型ベントナイト混合土の長期状態設定における変形挙動と透水係数(その2)」
一せん断透水試験における拘束圧条件による比較・検討一
土木学会第70回年次学術講演会(平成27年9月)

せん断ひずみが10%~15%に達しても
透水係数がほとんど変化しない

3連トンネル掘削計画

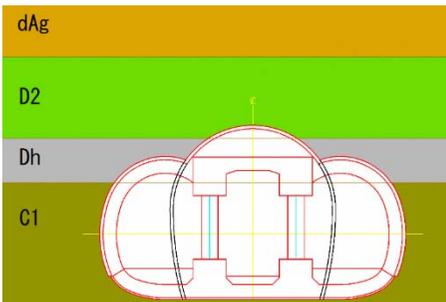
(3) 地下水に対する抵抗性の評価

・縦パイプルーフ施工時の難透水性

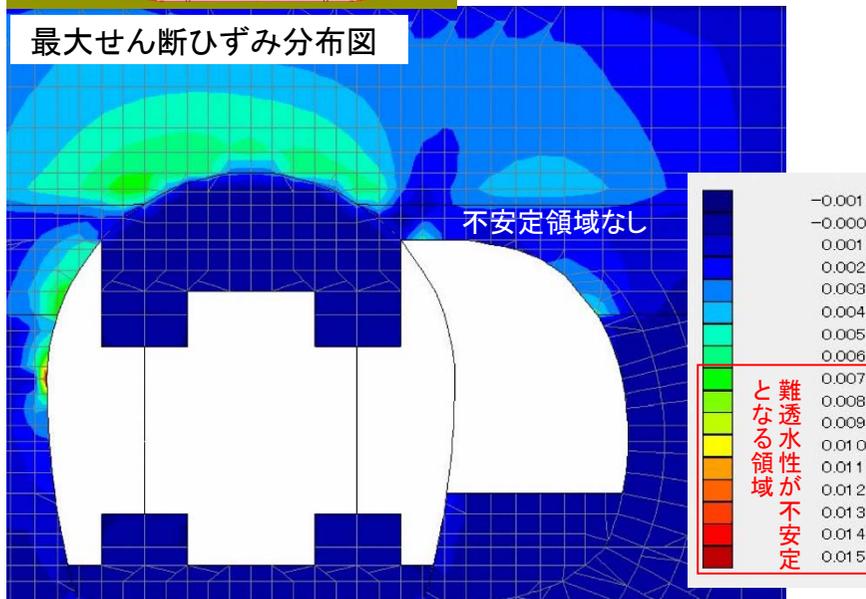
左右坑施工時の天端付近地山の緩み状態をFEM解析にて確認した。

- ・縦パイプルーフはモデル化せず、応力解放率を20%とすることで評価した。
- ・左右坑天端付近にDh層が分布している場合と、D2層が分布している場合について検討した。

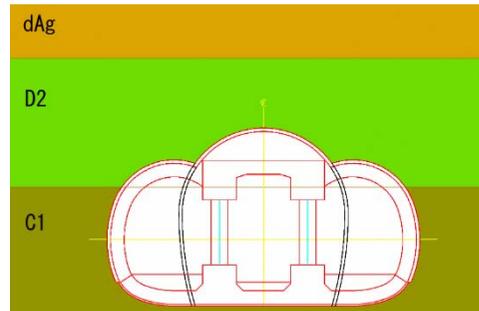
想定地層構成



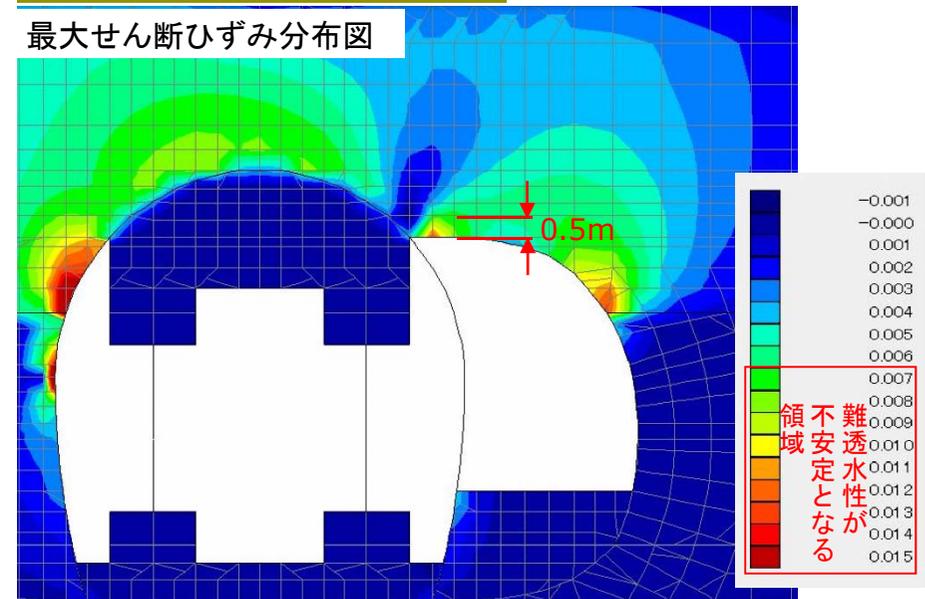
最大せん断ひずみ分布図



想定地層構成



最大せん断ひずみ分布図



左右坑天端付近にDh層が分布している場合と、D2層が分布している場合について比較すると、D2層のみ分布している方が難透性が不安定となる領域が大きくなるため、安全側の検討としてD2層のみ分布する地層構成として検討を進めた。

3連トンネル掘削計画

(3) 地下水に対する抵抗性の評価

・縦パイプルーフ施工時の難透水性

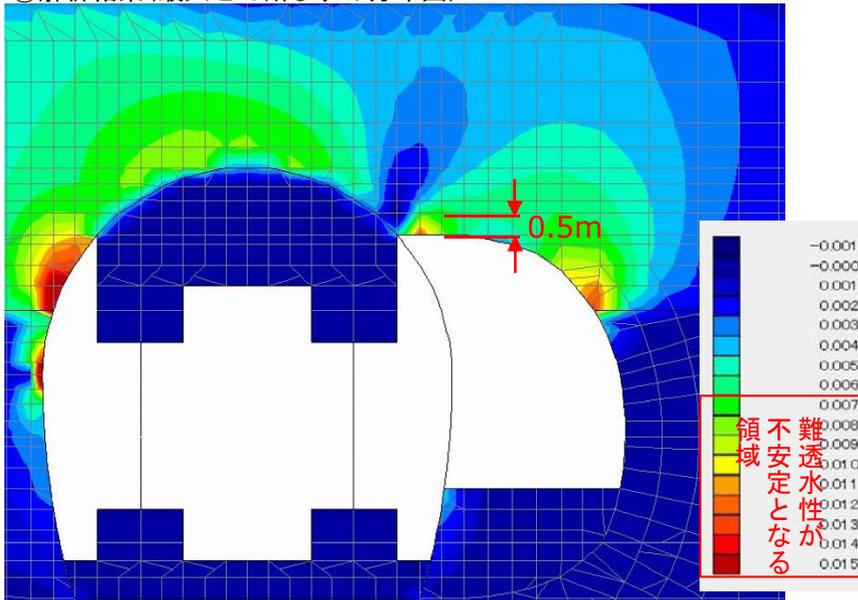
地下水に対する抵抗性を有すると判断できるD2層被りの検討項目の一つである難透水性が不安定となる領域について、基本検討とパラメトリックスタディで示す値を整理した。

○基本検討の難透水性

①解析条件

- ・安全側の検討とするため、物性値をDh層⇒D2層に置き換え
- ・掘削時の解放率20%
- ・第10回技術専門委員会で定めた物性値を採用(変形係数27,840(KN/m²))

②解析結果(最大せん断ひずみ分布図)

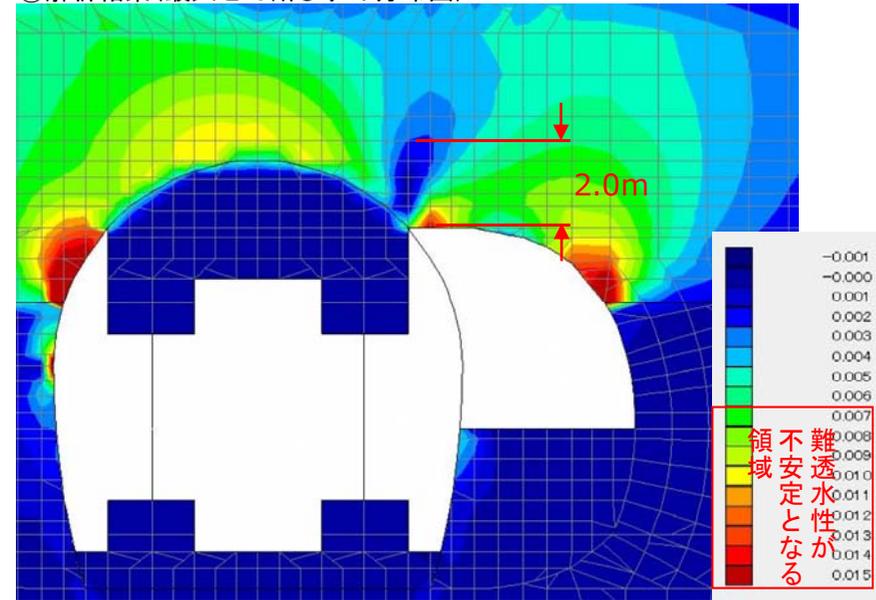


○パラメトリックスタディの難透水性

①解析条件

- ・安全側の検討とするため、物性値をDh層⇒D2層に置き換え
- ・掘削時の解放率20%
- ・低減した物性値を採用(変形係数15,000(KN/m²))

②解析結果(最大せん断ひずみ分布図)



基本検討においては、難透水性が不安定となる領域は約0.5mであり、パラメトリックスタディにおいては、難透水性が不安定となる領域は約2.0mである。

3連トンネル掘削計画

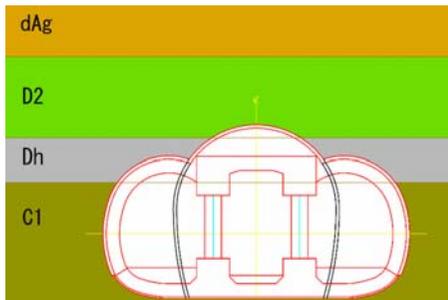
(3) 地下水に対する抵抗性の評価

・横パイプルーフ施工時の難透水性

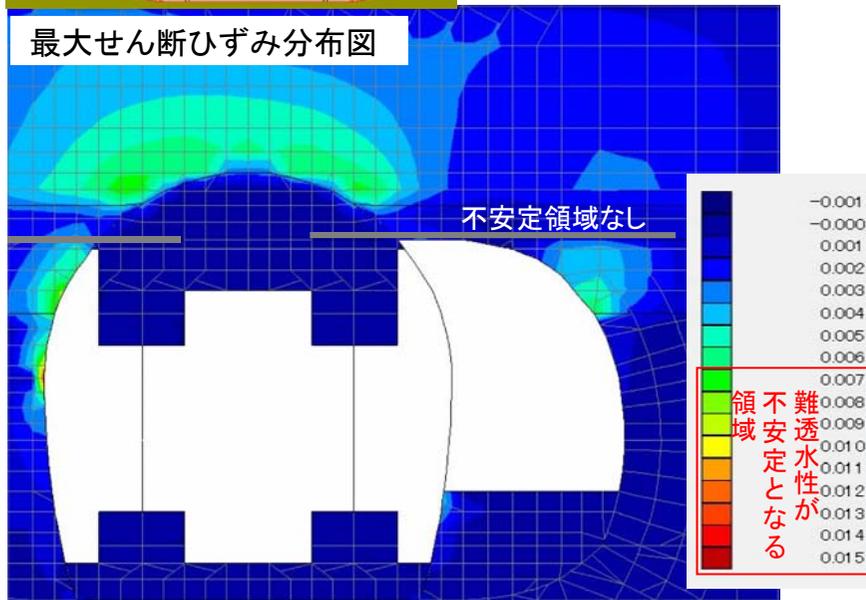
左右坑施工時の天端付近地山の緩み状態をFEM解析にて確認した。

- ・横パイプルーフは梁部材としてモデル化し、応力解放率を40%とした。
- ・左右坑天端付近にDh層が分布している場合と、D2層が分布している場合について検討した。

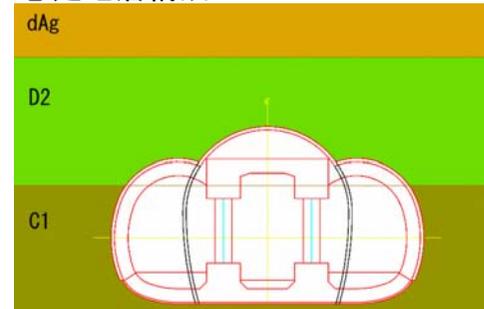
想定地層構成



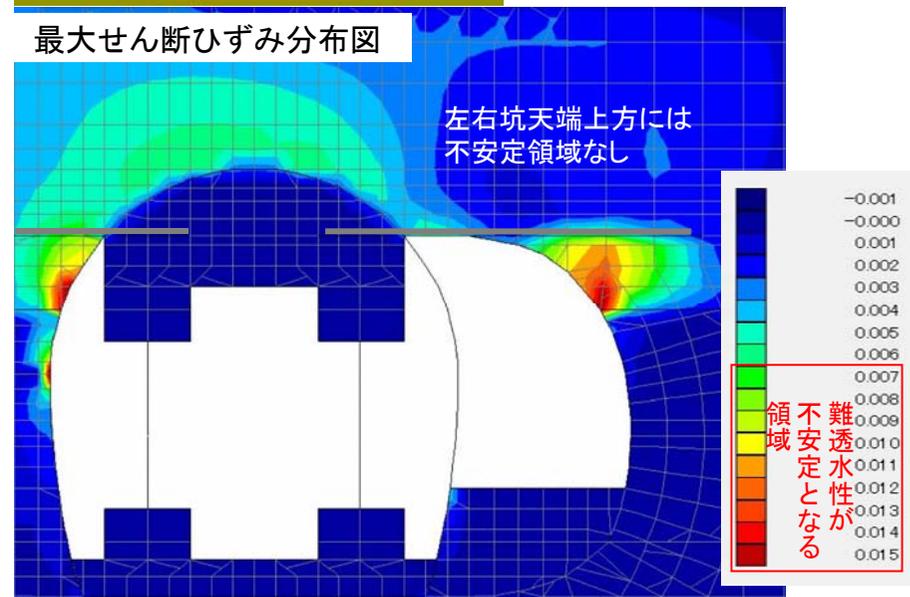
最大せん断ひずみ分布図



想定地層構成



最大せん断ひずみ分布図



左右坑天端付近にDh層が分布している場合と、D2層が分布している場合について比較すると、D2層のみ分布している方が難透性が不安定となる領域が大きくなるため、安全側の検討としてD2層のみ分布する地層構成として検討を進めた。

3連トンネル掘削計画

(3) 地下水に対する抵抗性の評価

・横パイプルーフ施工時の難透水性

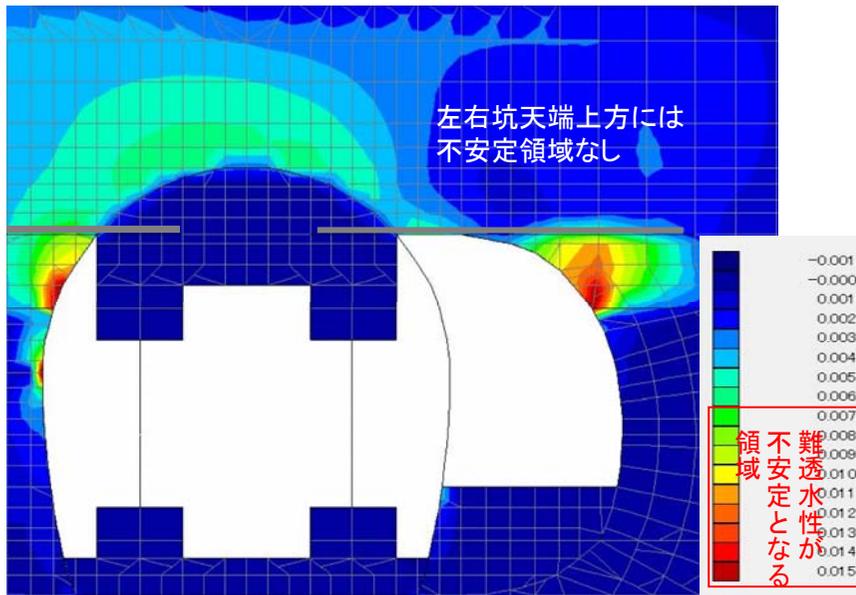
地下水に対する抵抗性を有すると判断できるD2層被りの検討項目の一つである難透水性が不安定となる領域について、基本検討とパラメトリックスタディで示す値を整理した。

○基本検討の難透水性

①解析条件

- ・安全側の検討とするため、物性値をDh層⇒D2層に置き換え
- ・横パイプルーフ長7.0m, 2本/m
- ・掘削時の解放率40%
- ・第10回技術専門委員会 で 定めた物性値を採用(変形係数27,840(KN/m²))

②解析結果(最大せん断ひずみ分布図)

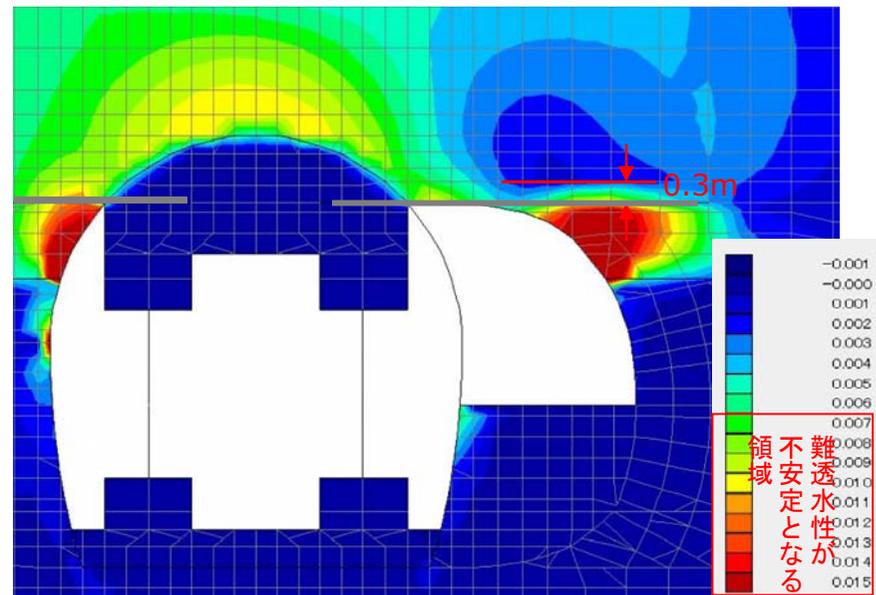


○パラメトリックスタディの難透水性

①解析条件

- ・安全側の検討とするため、物性値をDh層⇒D2層に置き換え
- ・横パイプルーフ長7.0m, 2本/m
- ・掘削時の解放率40%
- ・低減した物性値を採用(変形係数15,000(KN/m²))

②解析結果(最大せん断ひずみ分布図)



基本検討においては、難透水性が不安定となる領域は0mであり、パラメトリックスタディにおいては、難透水性が不安定となる領域は約0.3mである。

3連トンネル掘削計画

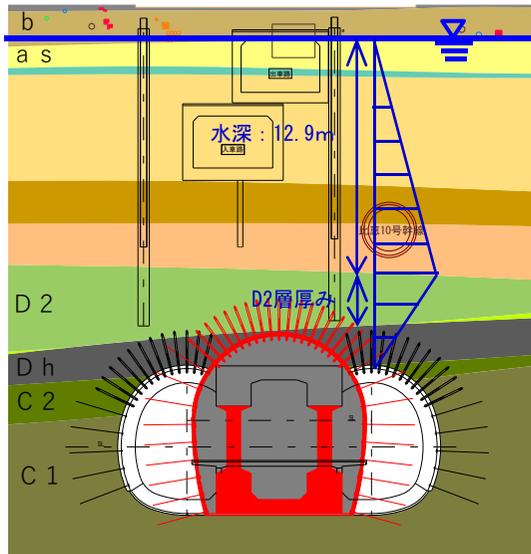
(3) 地下水に対する抵抗性の評価

・限界動水勾配の算出

地下水に対する抵抗性を有すると判断できるD2層被りの検討項目の一つである限界動水勾配より算出するD2層厚について、基本検討とパラメトリックスタディで示す値を整理した。

○動水勾配

3連トンネルの代表断面より、D2層の天端水深を算出した。

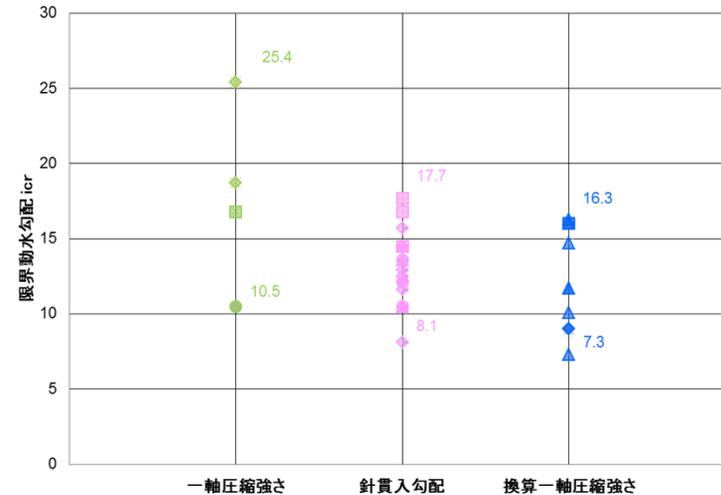


D2層天端水深	D2層厚※	動水勾配
$h_1 = 12.9$	h_2	$i = h_1 / h_2$

※Dh層は浸透破壊に対する抵抗性が無いものとして検討する

○限界動水勾配

陥没部周辺で採取したボーリングコアを用いて実施した試験により限界動水勾配を算出した。



限界動水勾配平均値 (基本検討)	限界動水勾配最小値 (パラメトリックスタディ)
13.3	7.3

動水勾配と試験により得られた限界動水勾配の平均値(基本検討)及び最小値(パラメトリックスタディ)を比較して、安全率 $F_s=2.0$ を満たすD2層岩被り h_2 を算出する ($i_{cr}=2i$ を満たす h_2 を算出する)。

- ・基本検討においては、 $i_{cr}=2i$ より、 $13.3=2(\text{安全率}) \times 12.9(\text{m}) \div h_2 \Rightarrow h_2 \doteq 2.0\text{m}$
- ・パラメトリックスタディにおいては、 $i_{cr}=2i$ より、 $7.3=2(\text{安全率}) \times 12.9(\text{m}) \div h_2 \Rightarrow h_2 \doteq 3.5\text{m}$