

# 国道42号藤白トンネル開削時の安全確保について

小沼 亮太

近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 工務第二課 (〒640-8227 和歌山県和歌山市西汀丁 16 番)

冷水拡幅道路事業の一部である藤白トンネル部は、山地と海岸間の狭隘な箇所であり、現道交通を確保しながらトンネルを撤去し現道拡幅を行うものである。本路線は、2車線の既設トンネルを開削し、4車線拡幅を行うものである。開削施工するにあたり、現道の迂回ルートがない事に加え、南側にJRトンネル、北側に港湾施設が存在しており狭隘な箇所での段階施工が必要となる。本発表は、こうした施工制約条件、地質状況、トンネルの健全性等を勘案し、トンネル上部・側方掘削時の偏土圧による変位影響の分析、施工時の計測等について検討した成果を発表するものである。

キーワード トンネル開削, 安全, FEM, 変位計測

## 1. はじめに

藤白トンネル開削にあたっては、トンネル内で一般車両を通しながら、トンネル上部掘削作業を行う際の安全性確認が重要となる。藤白トンネルは、在来工法の山岳トンネルで、建設後56年が経過(昭和36年完成)しており、周辺地質は片理が発達した黒色片岩であることに加え、トンネル覆工の老朽化が懸念されている。これを踏まえ、解決すべき課題を以下に示す。

- ① 迂回路の設置空間が確保できるまでトンネル内を供用させながら、上方・側方の掘削を行う必要がある。
- ② 地質状況、既設トンネルの健全性を踏まえ、供用交通の安全性確保を前提条件とした掘削範囲の設定が必要である。
- ③ 既設トンネルに対する上方・側方の掘削施工時において適切な計測方法と管理値の設定が必要である。

## 2. 施工手順

現道交通を確保することを前提条件とし、狭隘な箇所での現道迂回路を設置するまでの施工手順の検討を行った。迂回路が設置できるまで既設トンネル内を交通供用させることから、1次掘削はトンネル幅1Dを確保した段階施工を計画した。

具体的な施工手順は以下の通りである。

- 手順1：既設トンネル内を供用させながらトンネルの上方・側方を掘削。
- 手順2：迂回路を設置し現道交通を切替。

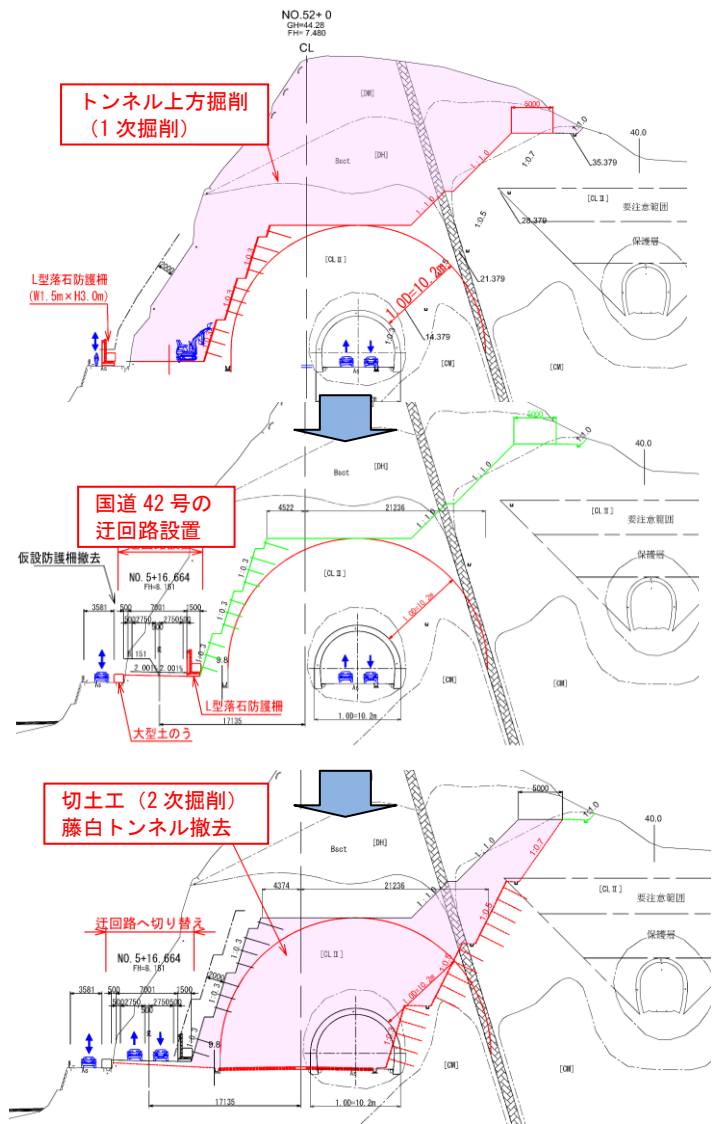


図 - 1 施工手順図

3. 地質状況とトンネル健全性の把握

(1) 地質状況の把握

藤白トンネル付近は三波川帯にみられる黒色片岩(泥質片岩)であり、片理面の走行は東西方向を示し、南側(山側)に傾斜している。道路拡幅に伴い、切土掘削を行うが、北側(海側)は平切となり、南側(山側)が切土法面となるが、片理の傾斜方向から切土法面は受盤となる。

本検討において既往の地質調査結果<sup>1)</sup>に加え、追加ボーリング調査を実施し地質状況をより詳細に把握した。特に道路トンネルとJRトンネルの間に破碎帯を確認したため、切土掘削に伴い既設トンネルに及ぼす影響を含め検討することとした。

- ・表土は浅く、表層3~4m以深はDHクラスの黒色片岩である。
- ・RQDは、概ね50%以下であり、比較的脆い岩盤である。
- ・孔内水平載荷試験の結果、変形係数は、2,367~4,628MN/m<sup>2</sup>である。

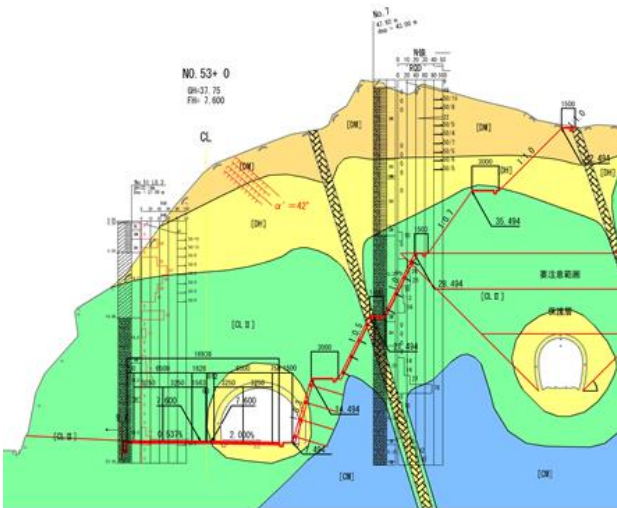


図-2 地質横断図

(2) トンネル健全性

既設トンネルは施工後56年が経過しており、覆工の老朽化が進んでいる。また、NATM工法導入以前の矢板工法で施工されているため、覆工背面の空洞が懸念される。これを踏まえ、覆工コンクリート全面の目視点検、及びレーザー探索による覆工厚、背面空洞探査を実施した。

調査の結果は以下の通りである。

a) トンネル覆工の健全性調査結果(現地踏査)

トンネル覆工部は、過年度に裏込め注入や剥落対策が行われており、直ちに補強対策が必要な状況ではない。しかし、漏水跡や錆汁の状況から、材料劣化により健全性が低下している可能性がある。

- ①ひび割れ：トンネル覆工は縦断方向と横断方向のひび割れが発達し、全体に劣化が進行している。なお、H29年に、はく落対策(はく落防止シート)が実施され、ひび割れも充填が施されている。
- ②漏水：漏水箇所に対しては、導水工により排水されている。しかし、降雨量によっては、ひび割れから漏水している形跡があることから、水量の多い場合は、覆工背面から貫通クラックに導水していると推察する。
- ③錆汁：天端部の縦断方向ひび割れから錆汁が認められた。覆工コンクリートは無筋であることから、鋼製支保工の錆によるもので貫通したひび割れと推察する。
- ④注入孔跡：覆工に空洞注入孔跡を確認した。H4年に、裏込め注入が実施されている。

b) 覆工厚・背面空洞探査結果

覆工厚および波面空洞を確認するため、トンネル縦断方向に5測線の背面空洞探査を行った。探査の結果、覆工厚は55~65cmであることが判明した。背面空洞は、天端部(測線①)を除くと顕著な背面空洞は認められなかった。過去に裏込め注入を行った形跡があり、大部分の背面空洞は既に充填済であると考えられる。

測線①(天端部)の2カ所で背面空洞が確認できたが、隣接する測線②、③(両肩部)で確認されていないことから、横断方向の空洞も比較的軽微である。

背面空洞箇所

空洞(1)：S002ブロック 14m~19m

空洞厚 10cm 程度、延長L=5m、幅 3m 以内

空洞(2)：S006ブロック 71m~73m

空洞厚 10cm 程度、延長L=2m、幅 3m 以内

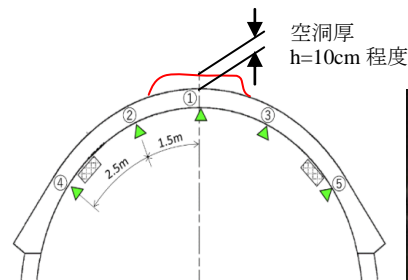


図-3 レーザー探査位置

表-1 背面空洞探査結果

スパン番号	背面空洞					記事
	測線④	測線②	測線①	測線③	測線⑤	
1	無	無	無	無	無	鉄筋区間のため不鮮明
2	無	無	有	無	無	延長L=5m 深度10cm程度
3	無	無	無	無	無	
4	無	無	無	無	無	
5	無	無	無	無	無	
6	無	無	有	無	無	延長L=2m 深度10cm程度
7	無	無	無	無	無	鉄筋区間のため不鮮明

表 - 3 覆工増加応力の許容値の目安

既設トンネル覆工の健全度判定区分	増加圧縮応力 (N/mm <sup>2</sup> )
B, OK	0.3 $\sigma_{ck}$
A	0.2 $\sigma_{ck}$
AA	0.1 $\sigma_{ck}$

トンネルの健全度は、在来工法での施工、経過年数を考慮し判定区分はAAとした。トンネル覆工コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$  とし、増加圧縮応力の許容値は以下のように設定する。

$$\text{増加圧縮応力 } \sigma_t : 0.10 \times 18.0 = 1.80 \text{ N/mm}^2 \quad (1,800\text{KN/m}^2)$$

4. FEM解析による増加応力と変位予測

(1) FEM解析の検討方針

前述した“トンネル周辺の地質状況” “トンネルの健全度” を踏まえ、FEM解析の検討条件を設定した。特に破碎帯による影響、背面空洞による影響を把握するため、各条件の組み合わせにより解析パターンを設定し検証を実施した。

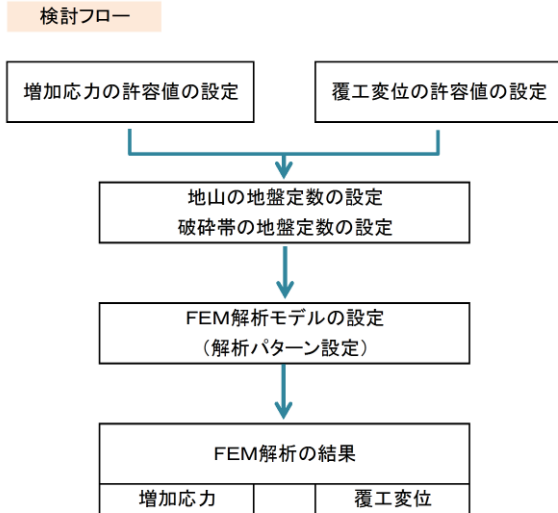


図 - 4 FEM 解析フロー

(2) 覆工応力・変位の許容値の設定

覆工増加応力に対する許容値は、トンネル覆工健全度に応じて、コンクリート設計基準度に対する比率によって設定する<sup>2)</sup>。

表 - 2 トンネル健全度判定区分

判定区分	一般的状況
AA	損傷・変状が著しく、機能面からみて速やかに補修が必要である場合。
A	損傷・変状があり、機能低下がみられ補修が必要であるが、速やかに補修を要しない場合。
B	損傷・変状はあるが、機能低下がみられず、損傷の進行状態を継続的に観察する必要がある場合。
OK	損傷・変状がないか、もしくは軽微な場合。

注) 上表の補修とは、変状対策のための総合的な対策工のことをいう。

掘削によるトンネル上載徐荷による地山の挙動に対し、既設トンネルの周辺地山の状況より、許容変位量を設定した。

過年度の地質調査により、既設トンネルの周辺地山は、強風化岩 DH 相当である。よって、換算 N 値 (N=250) より、地山強度は弾性係数  $E=120\text{MN/m}^2$  と設定し、許容変位量は、トンネル周辺の地山強度と安定領域ひずみの関係<sup>3)</sup>から以下の通り算定する。

$$1,223 \text{ (kgf/cm}^2) \\ (1,223 \times 98.1/1000) \\ = 120 \text{ (MN/m}^2)$$

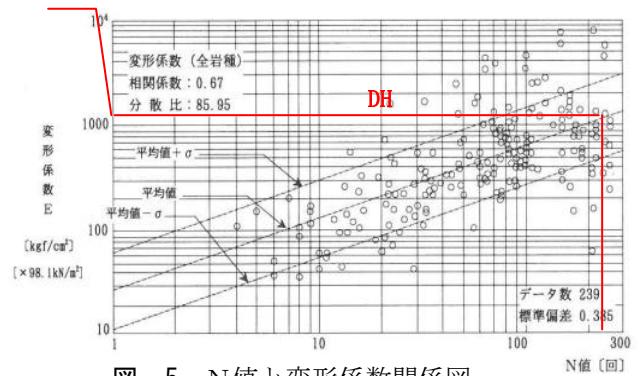


図 - 5 N 値と変形係数関係図

$$\text{安定領域ひずみ } \epsilon = 10^{(-0.25\text{Log}E - 1.59)} = 0.44\% \\ \text{許容変位量 } \Delta = 3\text{m} \times 0.44\% = 0.013\text{m} = 13\text{mm}$$

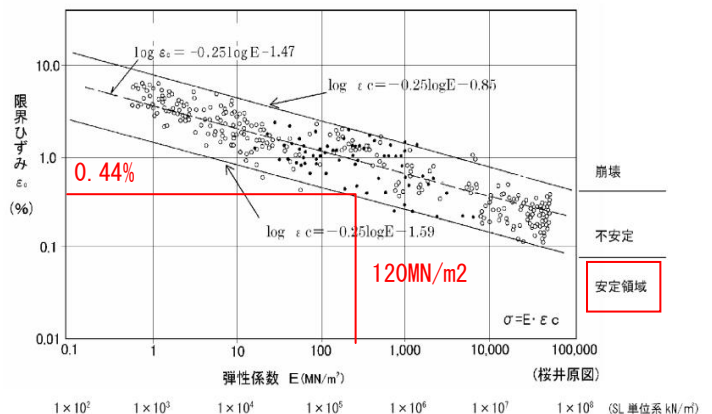


図 - 6 限界ひずみと弾性係数関係図

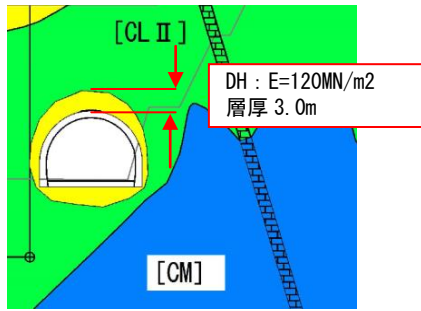


図 - 7 トンネル周辺の地山状況

(3) FEM解析に用いる地山物性値

地山の地盤定数設定は、現地ボーリング調査結果の実測値、試験値、文献値、及び実測値に基づく推定値を採用した。

既設トンネルに与える断層破砕帯の影響を検証するため、母岩とは別に断層破砕帯の地盤定数を設定した。

「文献:断層破砕帯の工学的物性値に関する研究 大林組技術研究所」では、母岩に対する破砕帯部の工学的物性変化について検討している。そこでは、破砕帯物性値の母岩に対する低減式を提示している。

本検討においては、文献に示す低減式を参考に物性値を設定した。

- ・変形係数 : 母岩強度×1/1000 ※
- ・粘着力 : 母岩強度×1/200
- ・内部摩擦角 : 母岩強度×1/2

※文献では一軸圧縮強度に対し 1/1000 の低減を提示している。一軸圧縮強度と変形係数には一次相関関係あるため同率の低減とした。

表 - 4 地山の物性値

区分	地山区分	地山物性値						
		代表 N値	単位体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 E (MN/m <sup>2</sup> )		
地山物性値	堆積層	dt	9	19	28	0	6	
	通常地山	岩級区分	DM	118	20	20	292	71
		DH	250	23	20	460	120	
		CL II	288	26	30	600	2367	
		CM	-	27	35	695	4555	
	断層破砕帯	母岩部の 岩級区分	DM	-	20	10	1.5	0.071
		DH	-	23	10	2.3	0.120	
		CL II	-	26	15	3.0	2.367	
		CM	-	27	18	3.4	4.555	

※細字は「実測値」、太字は「実測値に基づく推定値」、斜字は「文献値」を示す。

(4) FEM解析モデルの設定

FEM解析は、断層破砕帯を考慮する場合、しない場合、覆工の有無、背面空洞の有無毎に以下の8ケースを実施した。

表 - 5 解析ケース(断層破砕帯有り)

[解析ケース：断層破砕帯有り]			
Case	覆工	空洞	施工ステップ
Case1	有	有	5ステップ
Case2		無	5ステップ
Case3	無※	有	5ステップ
Case4		無	5ステップ

表 - 6 解析ケース(断層無し)

[解析ケース：断層破砕帯無し]			
Case	覆工	空洞	施工ステップ
Case5	有	有	5ステップ
Case6		無	5ステップ
Case7	無※	有	5ステップ
Case8		無	5ステップ

覆工無しケースについては、無くした場合、応力・変位が算定できないため、当解析においては覆工強度を大幅に低減した値(1/100)を入力し算定を行った。

施工の進捗に応じて増加応力、変位の進行を把握するため、以下の通り5ステップに分割し検証を行った。

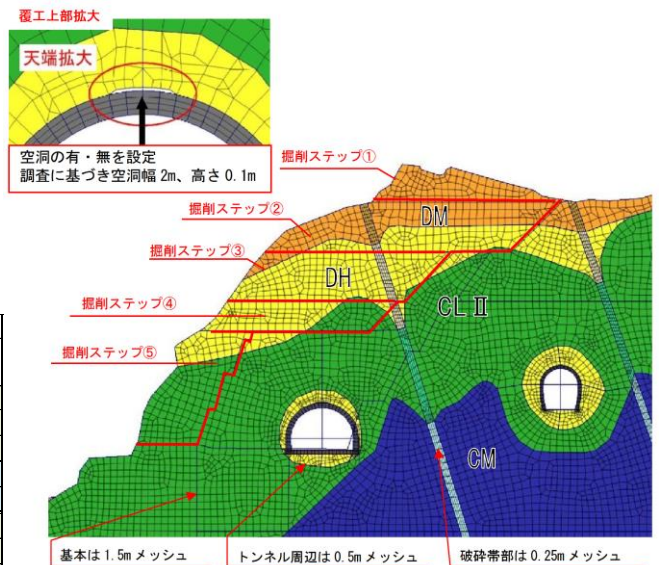


図 - 8 解析モデル図

(5) FEM解析結果

FEM解析の結果、8 ケース、5 ステップにおいて最大となる応力、変位に対しても許容値内であったことから、切土掘削に対する既設トンネルの安全性を検証することができた。

増加応力は、Case6(断層無し、覆工有、空洞無)のステップ4において最大値を示したが、許容値の40%程

度であった。変位は、Case8(断層無, 覆工無, 空洞無)のステップ5において最大値を示したが、許容値の30%程度であった。

増加応力:  $\sigma = 777\text{KN/m}^2 < 1,800\text{KN/m}^2 \cdots \text{OK}$   
 変位:  $\Delta = 4.2\text{mm} < 13.0\text{mm} \cdots \text{OK}$

増加応力: 全ケースで許容値(1,800KN/m<sup>2</sup>)以下

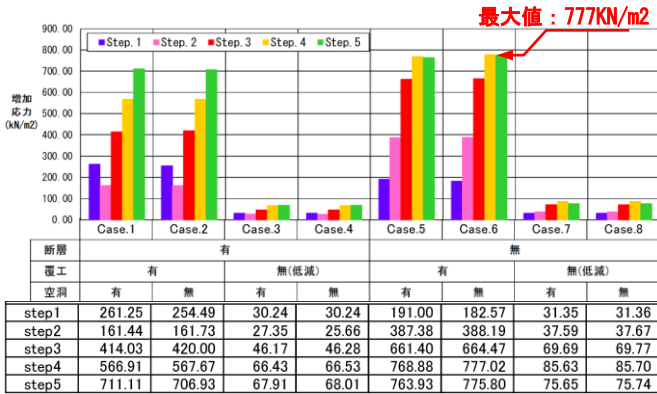


図 - 9 増加応力結果グラフ

変位: 全ケースで許容値(13mm)以下

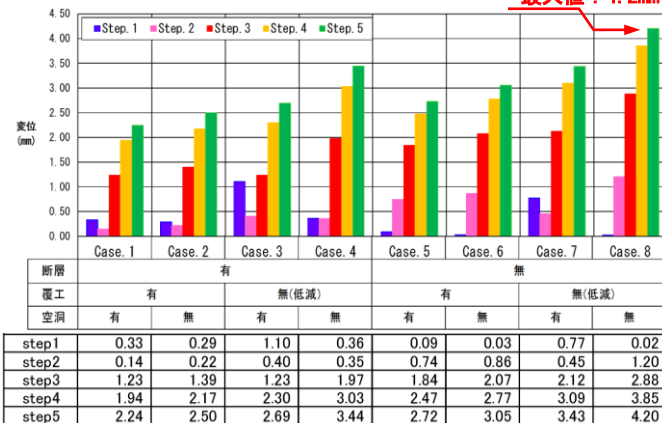


図 - 10 変位結果グラフ

5. 変位計測方法と管理値の設定

(1) 計測方法

FEM解析での変位予測値は微小(4mm程度)であり、設定する許容値( $\Delta = 13\text{mm}$ )以内であった。施工時において微小な変位を正確にリアルタイムで把握できるトータルステーション変位計測を採用することとした。計測は、40箇所(8断面 $\times$ 5測点)をリアルタイムに計測し、管理基準値以上となった場合はアラームを発報する。なお、計測する変位値はトンネル外の不動点を基準とする“絶対値”とし、絶対変位量で管理を行うこととした。

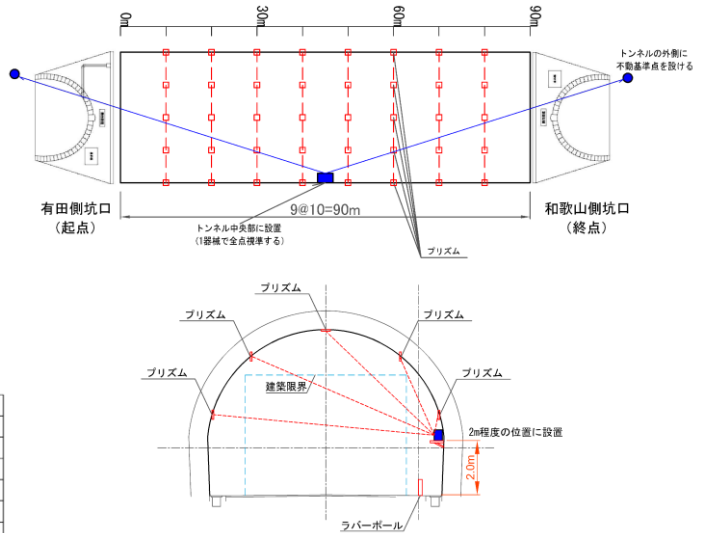


図 - 11 トータルステーション計測位置

(2) 変位計測の管理値

各種指針の許容変位量を確認したうえ、変位計測の管理値は、周辺地山の許容ひずみと覆工コンクリートの許容ひずみを基本に設定した<sup>4)</sup>。

地山の安定領域ひずみからの変位量は前述したとおり 13mmである。一方で、覆工コンクリートも同様にひずみから変位許容値を算定した場合、25mmとなった。

表 - 7 コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ $\epsilon_{cu}$	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を線形補間	0.0025

トンネル覆工コンクリートの設計基準強度は 50N/mm<sup>2</sup> 以下であることから、終局ひずみは「0.0035」として変位量を算定した。

ひずみ量  $\epsilon = 8,000\text{mm} \times 0.0035 = 28\text{mm}$   
 許容変位量  $\Delta = 25\text{mm}$  (下図より)

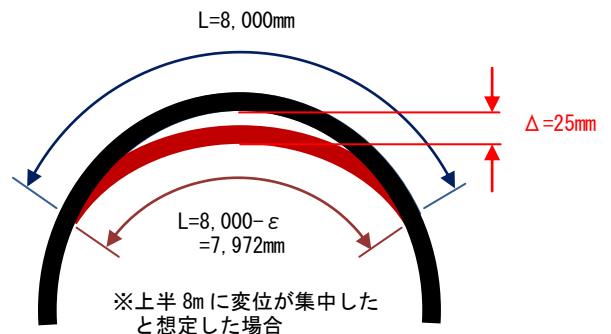


図 - 12 覆工変位模式図

なお、トンネル覆工コンクリートの終局ひずみは「0.0035」として算定しているが、コンクリートのひずみは「0.002」を超えると進行が速くなり、応力が増加しなくてもひずみが増加する<sup>4)</sup>。このことから、

安定域のコンクリートひずみ「0.002」より変位量を計算した場合、変位量は14mmとなる。

安定域のコンクリートひずみは、地山の安定領域ひずみから算定した許容変位量 13mm と概ね合致する。よって、変位計測の管理値は、 $\Delta=13\text{mm}$  を基準とした。

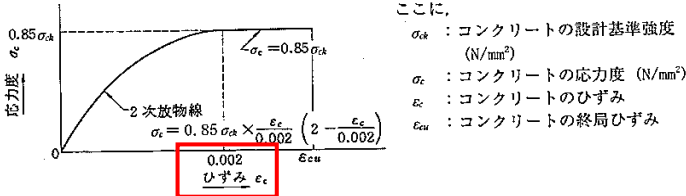


図-5.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

図 - 13 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

6. まとめ

本検討は、一般交通の安全確保を前提とした既設トンネルに対する影響検討が主目的であったため、様々な条件を組合せケーススタディを行った。断層破砕帯、覆工背面空洞、および覆工健全性の影響を踏まえ、8ケースでのFEM解析を行った結果、増加応力、変位ともに許容値内に収まり安全性は検証できた。

施工時における変位計測においては、FEM解析で予測した想定内の変位 4mm, 安定域としての変位 13mm, 極限值としての変位 25mm を以下の通り管理値として設定した。

管理レベル1 : 0mm~ 4mm ※1

管理レベル2 : 4mm~13mm ※2

管理レベル3 : 13mm~25mm ※3

※1 ; FEM解析より想定内変位の上限として 4mm を設定。

※2 ; 地山の限界ひずみ, 覆工コンクリートひずみの安定域として 13mm を設定。

※3 ; 覆工コンクリートの終局ひずみとして 25mm を設定。

安定域での変位 13mm を計測した場合、工事を一時中断し、トンネルの補強・防護対策の可否を判断することとした。

以上のことから、変位管理値として FEM での予測最大値 4mm を点検頻度変更 (レベル1), 13mm を工事中止判断 (レベル2), 25mm を通行止め (レベル3) の管理値を設定した。

表 - 8 管理レベル

変位量 (mm)	0~4	4~13	13~25	25~
管理レベル	1	2	3	
覆工点検	週1	毎日		
施工	施工		一時中断	
トンネル内一般交通	通常		点検時通行規制	通行止め

謝辞：京都大学大西有三名誉教授には、本検討にあたり有識者会議にて委員長を務めて頂き、国立研究開発法人土木研究所の砂金伸治上席研究員、国土技術政策総合研究所の間瀬利明構造・基礎研究室長とともに、工事の安全を確保できる施工方法やトンネルの変位計測・分析手法等をご提示頂きました。また、本論文の執筆にあたっては、株式会社総合技術コンサルタントより資料提供等のご協力を頂きました。さらに、和歌山河川国道事務所関係者各位には、本論文の添削並びに発表についてご指導・ご鞭撻を賜りました。皆様のご協力のもとに本論文が完成したこと深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) H19 冷水拡幅地質調査業務  
和歌山河川国道事務所
- 2) 設計要領第三集 トンネル保全編  
(トンネル近接施工) H28年8月 NEXCO
- 3) トンネルの安全性評価のための限界せん断ひずみ、  
土木学会論文集 N0. 492, III-27, 1994. 6
- 4) 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編  
H29. 11 日本道路協会