

地圧と岩盤ひずみ計測を用いた トンネルの変位抑制効果に関する検討

STUDY ON AN EFFECT OF TUNNEL CONVERGENCE-CONFINEMENT USING ROCK STRESS AND STRAIN MEASUREMENT

三谷浩二*・足立宏美**・横山幸也***・石島洋二****

Koji MITANI, Hiromi ADACHI, Tatsuya YOKOYAMA and Yoji ISHIJIMA

Kakuto(Phase II) tunnel has been excavated parallel to the Phase I tunnel which is now in service. In order to avoid excessive convergence due to plastic behavior of weak soft rock, a convergence- confinement approach was employed in the construction of the Phase II tunnel. The authors carried out in-situ rock stress measurements, rock strain monitoring and elastic-plastic FEM analyses, in order to confirm the effect of the convergence-confinement. As a result of these measurements and analyses, it is recognized that the ground around the Phase II tunnel was stable early on account of this convergence-confinement approach.

Key Words: rock stress, rock strain, elastic-plastic FEM, convergence-confinement, tunnel

1. はじめに

九州縦貫自動車道加久藤トンネルⅡ期線は供用トンネルのⅠ期線に並行して建設されている(図-1、2)。凝灰角礫岩が分布する地山の軟質な南工区では、Ⅰ期線や避難坑への悪影響が懸念されたため地山を早期に閉合する変位抑制工¹⁾が採用された。本検討では、施工中のⅡ期線と既設の避難坑間での地山で計測した地圧と岩盤ひずみモニターの結果をもとに弾塑性 FEM 解析を行った。地圧測定の結果からは、現在も避難坑周辺では大きな応力集中が生じていることが明らかとなり、ボーリング掘削時においてはコアディスキング現象が認められた。また岩盤ひずみモニターの結果からは、早期閉合による地山のクリープひずみの早期安定化、応力集中域の緩和傾向が認められた。さらに弾塑性 FEM 解析結果から通常施工と早期閉合の差異が確認され、変位抑制工によりトンネル支保と地山の長期健全性を確保できることが明らかとなった。

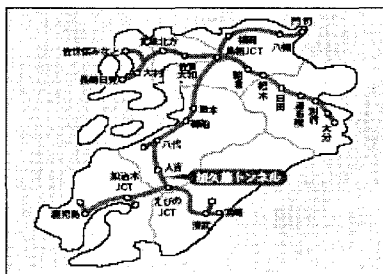


図-1 位置図²⁾

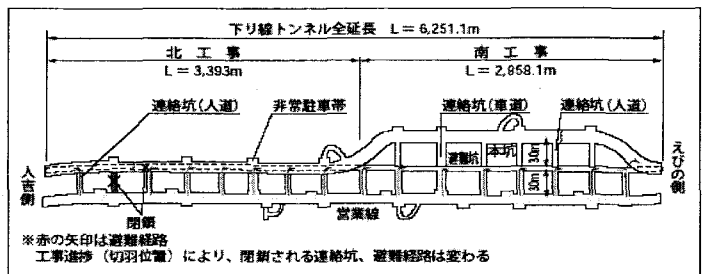


図-2 加久藤トンネル平面図²⁾

* 正会員 工学博士 日本道路公団 四国支社 (元九州支社 八代工事事務所)
** 正会員 前田・東急・さとうベネック共同企業体 加久藤トンネル南作業所
*** 正会員 工学博士 応用地質株式会社 エネルギー事業部
**** 正会員 工学博士 北海道大学大学院工学研究科 工学部 社会基盤工学専攻

2. 地圧測定

1) 測定方法

応力解放法の一つである孔壁変形法を用いた地圧測定は、FEM 解析の初期値としての初期応力状態をチェックするために、図-3に示すⅡ期線と避難坑との間の地山において、避難坑の影響範囲と思われる坑壁から2.5m奥の位置で実施した。測定に供した孔径変化測定器³⁾は、7成分の孔壁変形を測定するセンサ部と、計測値を記憶する小型ロガーとロガーの駆動電池、これらを収納する筒、測定器を孔壁に固定するための固定部、測定器を孔内に挿入するための挿入部から構成されている(図-4、写真-1)。

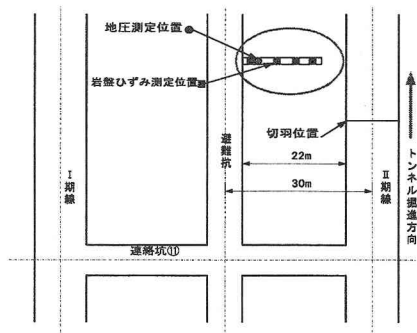


図-3 測定位置図

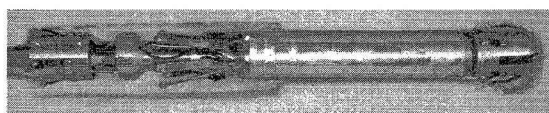
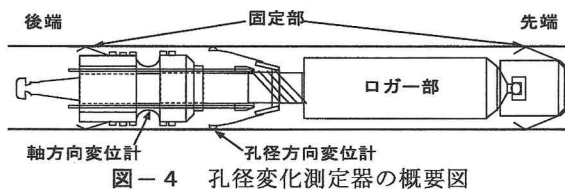


写真-1 孔径変化測定器

計測する孔壁変形成分は、3方向の直径の変化(u_0, u_{60}, u_{60})と4つの軸方向の相対的な変位($\Delta w_1, \Delta w_2, \Delta w_3, \Delta w_4$)である。これらの7個の測定量($u_0, u_{60}, u_{60}, \Delta w_1, \Delta w_2, \Delta w_3, \Delta w_4$)と岩盤の弾性定数から岩盤内の一様な地圧($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$)を求める。また、オーバーコアリングで回収された岩石の弾性係数を求めるため、三軸感度試験を実施した。この試験は、地圧測定に用いた孔径変化測定器を回収コアのパイロット孔内に挿入し、コア全体をゴムスリーブで覆い、封圧を作用させた時の圧力と孔壁変形の関係を求めるものである。供試体として回収された割れ目のない約40cm長のコアを用いた。

2) 測定結果

初期地圧測定で得られた、孔径方向の解放変位曲線を図-5に示す。この変位曲線は、オーバーコアリングの掘進とともに、全ての変位が引張側に変化していることから正常なデータであると判断される。すなわち、地山の応力解放に伴いボーリングコアが地圧から解放され、引張側(膨張側)に変位していることが認められる。三軸感度試験で得られた孔径方向の圧力-変位曲線を図-6に示す。孔径方向の変位は、半径方向の圧縮応力による圧縮変位と孔軸方向の圧縮応力による引張(伸び)変位が重ね合わされた結果として、全体に圧縮変位となっている。得られた地圧の三次元解析結果を6応力成分として表-1に示す。

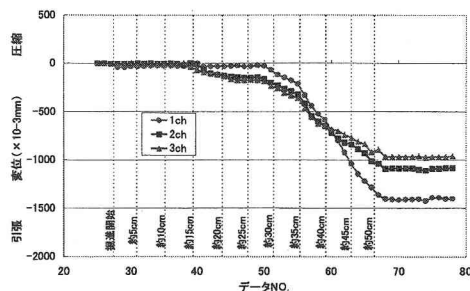


図-5 解放ひずみ曲線(孔径方向)

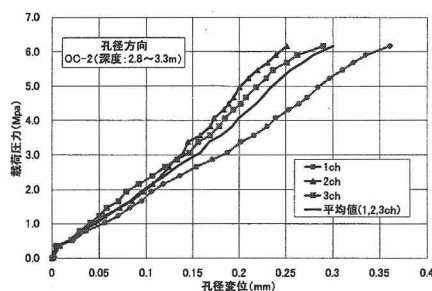


図-6 三軸感度試験による応力-変位曲線

表－１ 地圧測定結果

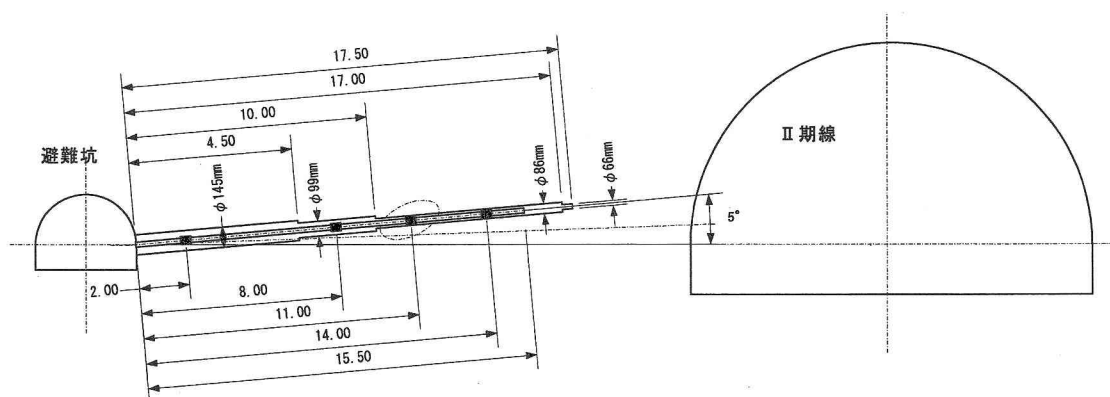
6 応力成分 (MPa)					
σx	σy	σz	τxy	τyz	τzx
6.03	9.27	11.57	-1.03	-0.31	-0.71

得られた地圧状態の特徴は以下のとおりである。鉛直応力(σz)が 11.57MPa、避難坑坑軸方向の応力(σy)が 9.27MPa と大きく、避難坑の影響による応力集中が認められる。測定位置付近の地山全体で想定される鉛直応力は、土被り 320m 地山の密度 $2g/cm^3$ と仮定すると、6.4MPa 程度となることから測定値は土被り圧の 2 倍程度の大きさになっている。今回の地圧測定の実施においてオーバーコアリング時にディスクング現象が発生したことから、避難坑の坑壁近傍において応力が集中した状態を示した地圧測定結果は妥当であると思われる。

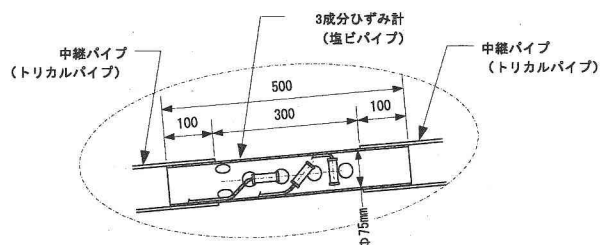
3. 岩盤ひずみ測定

1) 測定方法

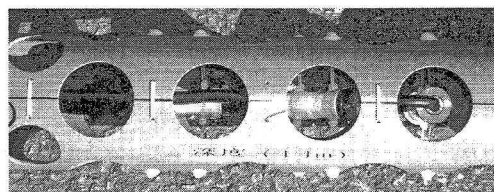
Ⅱ期線掘削前後の周辺地山のひずみ変化をモニターすることを目的として、埋設ひずみ計を設置した(図－3)。ひずみ計の配置はトンネル断面内で 45 度間隔の 3 成分を 1 組とし 4 深度設置した。設置深度は避難坑の坑壁から 2m, 8m, 11m, 14m である。埋設ひずみ計設置位置を図－7 に示す。また、図－8、写真－2 に埋設ひずみ計を示す。



図－7 埋設ひずみ計の設置位置図



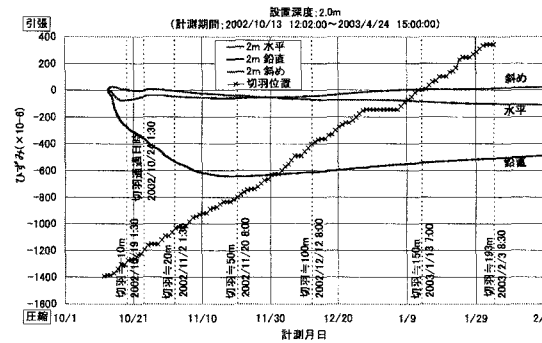
図－8 埋設ひずみ計詳細図



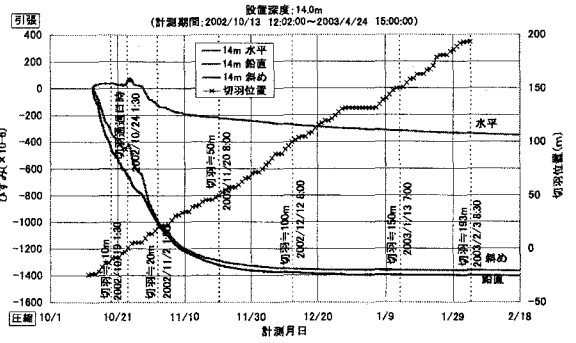
写真－2 埋設ひずみ計の組込み状況

2) 測定結果

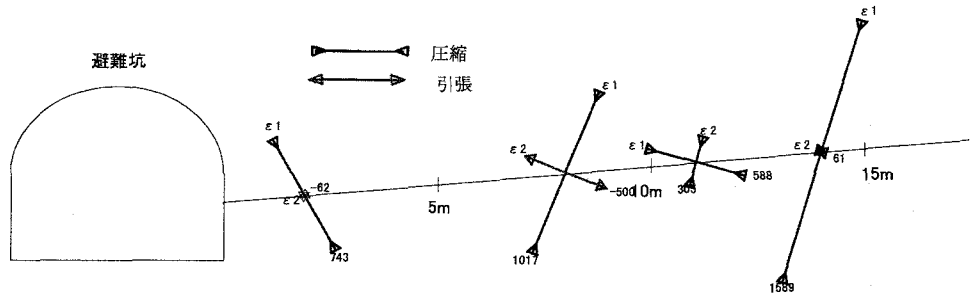
岩盤ひずみの経時変化を図－9、10に示す。これらの図から、切羽の進行に伴うⅡ期線周辺岩盤のひずみ挙動は計測断面を切羽が通過するとき最も変化が大きく、切羽位置がトンネル直径の2倍程度離れる頃から次第に変化が小さくなっている。また、3成分1組のひずみ計から計算される切羽距離100m地点での主ひずみベクトルを図－11に示す。



図－9 岩盤ひずみの経時変化図（深度2m）



図－10 岩盤ひずみの経時変化図（深度14m）



図－11 埋設ひずみ計によるトンネル周辺岩盤の主ひずみ分布（切羽通過距離100m）

Ⅱ期線の切羽位置と埋設ひずみ計によるひずみ変化および主ひずみ分布の特徴は、以下のとおりである。ひずみの大きさの変化は、切羽位置が計測地点を通過するとき最も大きい。ひずみの経時変化は、全体的に切羽通過後から切羽位置50m前後でひずみの変化率は小さくなる。一般に弾性論では、切羽距離がトンネル直径の2倍（ $2D \approx 20m$ ）に達する頃に切羽の影響はほぼ終了することが知られているが、ここでは地山のクリープひずみも同時に発生しており、切羽距離が $2D$ を過ぎてもひずみの変化は継続している。深度の違いによる最大圧縮ひずみの大きさは、Ⅱ期線側（深度14m）で最も大きい、避難坑側でも比較的大きな値となっている。主ひずみの方向は、深度8m以深のひずみ計ではより断面の大きいⅡ期線の影響を受けて、避難坑から見てⅡ期線側に傾斜している。一方、避難坑に近接する深度2mのひずみ計では逆に避難坑の影響を受けて避難坑側に傾斜している。

3) クリープひずみ解析結果

埋設ひずみ計で計測されたひずみの経時変化を用いて、クリープ係数を算出した。この解析では、今回得られたひずみの経時変化はⅡ期線の切羽位置がひずみ測定位置から20mまでは弾性ひずみであり、それ以降はクリープひずみと仮定した。ここでは、切羽位置が20m時点でのデータを初期値として三要素粘弾性モデ

ルを仮定してクリープ係数の算出を行った。4 深度におけるせん断ひずみを三要素粘弾性モデルにフィッティングした結果を図-12に示す。

このせん断ひずみのクリープ曲線を吟味すると、以下の理由により各測定深度において応力状態が徐々に変化していることが推察される。本来、クリープは「一定応力下において変形が時間とともに増大する現象」である。ここでも埋設ひずみ計で測定されたひずみからクリープ係数を算出する際には応力が一定であると仮定している。しかし、測定されたデータのようにひずみが減少する現象は本来クリープではありえない状態であり、一定応力下という前提が崩れていることを示唆している。すなわち、クリープ率の低下は応力の低下と関係しており、逆に収束しない状態においては応力が増加している可能性がある。つまり、Ⅱ期線および避難坑近傍においては応力集中域が徐々に緩和されて、地山内部はより安定な状態に移行していくことを示唆している。

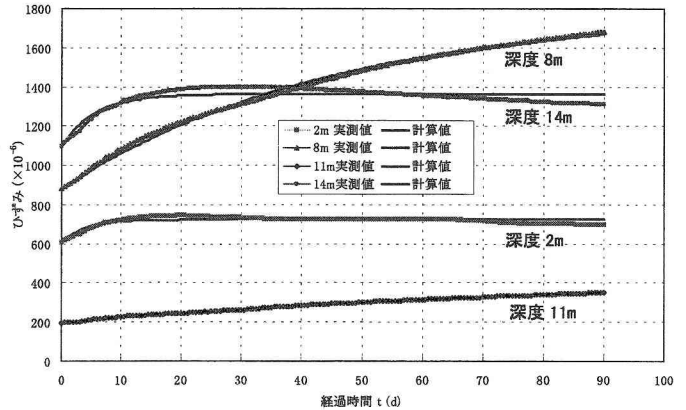


図-12 せん断ひずみの三要素粘弾性モデルへのフィッティング

4. 弾塑性 FEM 解析

1) 解析方法

弾塑性 FEM 解析は、早期閉合による変位抑制工の効果を確認するため以下の 2 つのケースで計算を行った。使用したメッシュ図と入力物性値は紙面の関係で省略する。

- ・ CASE-1：Ⅰ期線の通常施工およびⅡ期線の早期閉合（変位抑制工）
- ・ CASE-2：Ⅰ期線、Ⅱ期線の通常施工

注）早期閉合：応力解放率が素掘り時 40%、一次支保+インバート時 60%

通常施工：応力解放率が素掘り時 40%、一次支保時 50%、インバート時 10%

2) 解析結果

図-13 にⅡ期線周辺に発生する塑性化領域を示す。塑性化領域は、早期閉合（CASE-1）の方が通常施工（CASE-2）に比べ側壁近傍で小さくなっている。また、塑性ひずみの最大値は CASE-2 で 58.4%に対し、CASE-1 では 36.1%とその比率は約 62% (36.1/58.4) とかなり小さくなっている。表-2 にⅡ期線掘削による避難坑の内空変位を示す。

CASE-2 で 5.19mm に対し、CASE-1 では 5.03mm とわずかに小さくなっている。また、解析断面での計測結果に比較すると、計測値 5.1mm に対して、解析値では CASE-2、CASE-1 とともにほぼ同じ値が得られた。

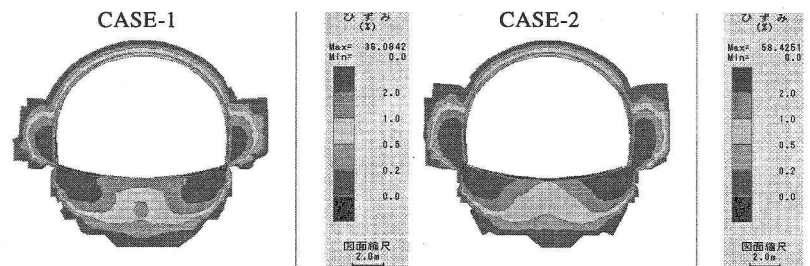


図-13 Ⅱ期線の塑性化領域

図-14 にⅡ期線一次覆工およびインバート全体の変形について示す。CASE-2 では側壁下部が内空側に最大値で 229mm 変形し、CASE-1 ではインバートの側壁側が上部に最大値で 167mm 変形していることが大きな特徴として挙げられる。すなわち変形モードとしては、CASE-2 では一次覆工の側壁が大きく内空側に変形するのに対して、CASE-1 では側壁よりもインバートの変形の方が大きくなっている。図-15 に避難坑とⅡ期線間の応力分布を示す。最大圧縮応力は避難坑とⅡ期線それぞれの近傍にピークがみられる。Ⅱ期線側のピーク値については、CASE-2 ではⅡ期線の坑壁から 2.7m の地点で 11.1MPa、CASE-1 ではⅡ期線の坑壁から 1.9m の地点で 10.6MPa となっている。すなわち、早期閉合によりⅡ期線周辺の緩み領域が縮小し、応力集中も低減していることがわかる。

表-2 計測と解析の比較（避難坑）

計測と解析 CASE	天端沈下	内空変位
解析断面での計測値	3.6mm	5.1mm
弾塑性 FEM (CASE-1)	3.54mm	5.03mm
弾塑性 FEM (CASE-2)	3.56mm	5.19mm

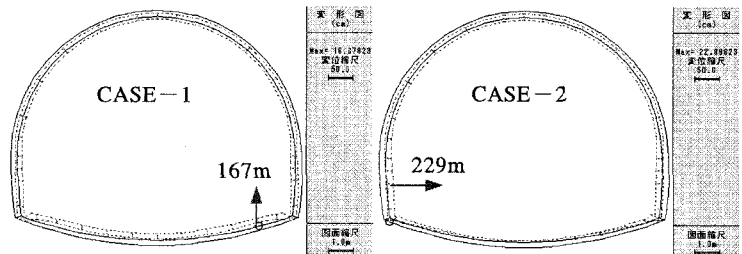


図-14 Ⅱ期線支保の変形図

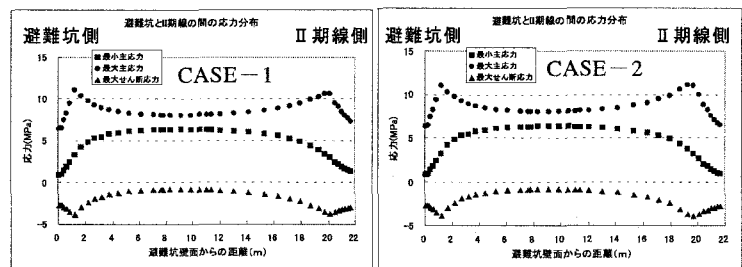


図-15 避難坑とⅡ期線間の応力分布

5. おわりに

今回の計測と数値解析で明らかになった点を以下に要約する。

- ・ 地圧測定結果から、Ⅱ期線掘削前の避難坑周辺に大きな応力集中域が残存していることが分かった。
- ・ 地山のひずみ測定結果から、早期閉合による地山のクリープひずみの早期安定化、応力集中域の緩和傾向が認められた。
- ・ 弾塑性 FEM 解析結果から通常施工と早期閉合の差異が確認され、変位抑制工によりトンネル支保と地山の長期健全性を確保できることが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 三谷浩二, 山戸隆秀, 足立宏美, 井上博之: 加久藤トンネル(Ⅱ期線)における変位抑制工の設計と施工, トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp.383-388, 2002.
- 2) 足立宏美: 九州道加久藤トンネル工事現場から, 技術情報誌「EXTEC」62号 VOL.16, NO.2, pp.57-58, 2002.
- 3) Hem Nath GHIMIRE, Yoji ISHIJIMA, Takayuki SUGAWARA and Shigeo NAKAMA: Development of Stress Measuring System by Overcoring Method Suitable for Soft Rocks, 「資源と素材」投稿中.