

(60) 脆弱地山における大断面トンネル周辺地山の挙動について

神戸市開発局	福岡三郎
神戸市開発局	花田基樹
鰐熊谷組大阪支店	北村正實
鰐熊谷組技術研究所	御手洗良夫

Behaviour of Large Tunnel in a Weak Ground

Saburo Fukuoka, Kobe City Hall
Motoki Hanada, Kobe City Hall
Masami Kitanura, Kumagai Gumi Corporation
Yoshio Mitarashi, Kumagai Gumi Corporation

The very large tunnel, using for the machinery chamber of the belt conveyor line, was constructed in a weak and complicated geological area under the supervision of the Kobe municipal office. The excavation cross sectional area was about 200m^2 , and was the first case in Japan where such a large scaled tunnel was built in as bad a geological condition.

Due to the severe conditions, a construction control system was established to monitor the safety during the construction, and to investigate the ground behaviour surrounding the large tunnel.

This report deals with the behaviour of a large tunnel in weak ground with regards to its grasping of the plastic zone of the ground, as well as the effect of the support system. Those data were taken from measurement results.

1. はじめに

最近、地下空間利用への関心が非常に高まっており、地下大空洞建設による地山挙動を把握することは重要となってきた。

神戸市は、ベルトコンベア用の機械室として掘削断面積が約 200m^2 の大断面トンネルを脆弱で地質構造が複雑な地山に建設した。

地質条件が悪い箇所でのこの規模のトンネル施工は我国では初めてのことであるので、トンネル施工時の安全性の確認および大断面トンネル周辺地山挙動を把握するために、坑内・外より計測機器を設置し、綿密な計測管理体制を敷いた。

本報文は、計測結果に基づきトンネル周辺地山の塑性領域や支保の効果等を把握し、脆弱地山における大断面トンネルの挙動について考察したものである。

2. 大断面トンネルの概要

コンベア用機械室は須磨土砂コンベア用トンネルの延伸部（約 7km ）建設の一環として構築された掘削断面積 196.6m^2 、延長 88m のトンネルであり、トンネル被りは約 60m であった。

設計にあたって、ベンチカット工法、CD工法、サイロット工法等種々の施工法について検討を行った結果、サイロット工法が最良であるという結論となった。機械室の標準断面図を図-1に示す。施工順序は図-1中に示す通りに行った。事前調査結果では、地質条件が極めて悪いと予測されたため、綿密な計測管理体制を確立し、情報化施工を行う計画をたてた。すなわち、機械室付近で施工されたトンネルの計測データ

を用い、桜井が提案した逆解析法¹⁾により地山物性値を求め、その値を用いてFEM解析を行い、地山の挙動を予測した。さらに各掘削段階での収束値を用いて逆解析を行い、後続の掘削段階でのひずみ分布を予測することにより事前に対策を練り、施工を実施することとした。

3. 地 質

本地区の地質は古世代の丹波層群細粒砂岩、粘板岩と中世代の花崗岩類を基盤とし、新第三紀中新紀の神戸層群、新第三紀鮮新世～第四紀更新世の大阪層群より構成されている。神戸層群は、主に礫岩、砂岩、泥岩、凝灰岩よりなり、大阪層群は砂レキおよび粘土からなる未固結層である。またこの地域は、フレクシャーと呼ばれる地質構造が認められる。フレクシャーは断層運動が生じた際に、下部の固結層に断裂が生じるものの、上部の未固結層は断裂せず断裂のずれにより曲折するものである。

機械室の地質状況は、脆弱な細粒砂岩を基盤とし、基盤岩の上位には不整合に神戸層群の礫岩が1 m程度の層厚で分布している。トンネルスプリングライン附近は、層厚4～6 mの泥岩層が分布しており、この層は全体にもまれており、鏡肌が発達し、軟質となっている。天端附近は、概ね礫岩が分布しており、その上部は泥岩の薄層を挟んで砂質凝灰岩が分布している。岩石試料試験およびロックシュミットハンマーによる結果では、一軸圧縮強度は泥岩で10kgf/cm²以下、砂岩・礫岩は50kgf/cm²程度、細粒砂岩は100kgf/cm²程度であった。

また掘削する上で特に重要な泥岩のスレーキング度を調べる浸水崩壊試験結果ではDランクとなっており、試料の原形をとどめない状態であった。吸水膨脹試験では膨潤性が小さいCa-モンモリロナイトが主体であることが判明した。機械室の地質状況を図-2に示す。地山物性値を表-1に示す。

4. 計 測

4.1 計測項目および計器配置

計測計画図を図-3に示し、機械室周辺で行った計測を図-4に示す。トンネル坑内では通常の計測A・計測Bを行い、主計測断面である発進坑

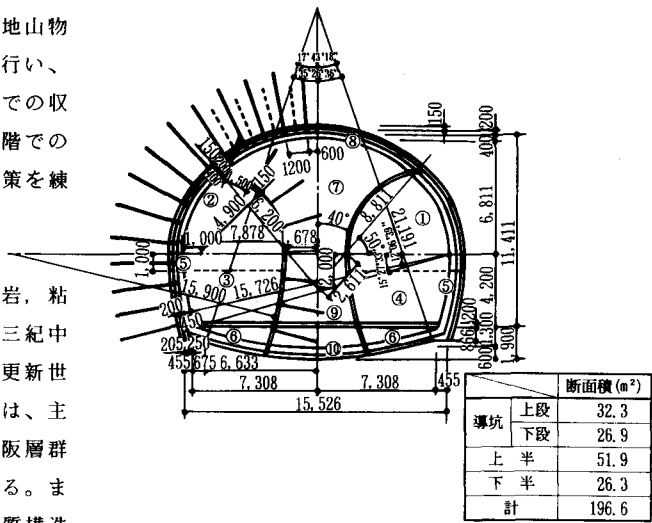


図-1 機械室標準断面図

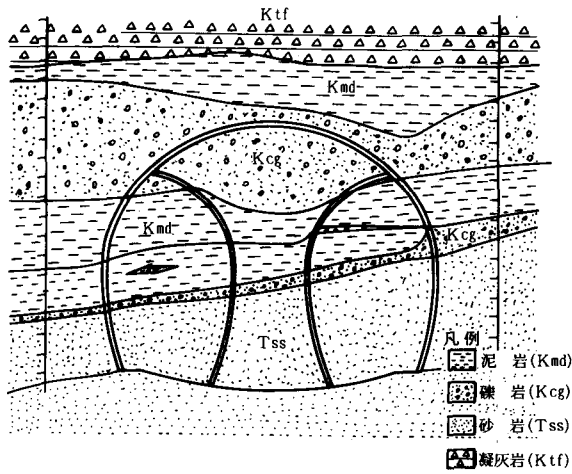


図-2 機械室地質状況図 (No.0 + 17附近)

表-1 地山物性値一覧表

	神戸層群	泥 岩	礫 岩	古生層
単位体積重量 γ (tf/m³)	2.1	2.0	2.1	2.3
静弾性係数 E (kgf/cm²)	2,600	600	1,000	9,600
一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm²)	35	10	25	100
引張強度 σ_t (kgf/cm²)	3.5	1.0	2.5	10.0
内部摩擦角 ϕ	30°	10°	25°	45°
粘 着 力 C (kgf/cm²)	11	4.5	7.0	21
ポアソン比 ν	0.3	0.4	0.35	0.3
側圧係数	0.6	1.7	1.04	0.5

から17m地点のSTA 0 + 17では、トンネル進行方向の挙動を把えるために、坑外より掘削前に、あらかじめ傾斜計を設置した。

4.2 計測結果

計測結果は、主計測断面であるSTA 0 + 17のものについて述べる。

内空変位の経時変化を見ると、左・右の導坑とも下段掘削の影響を大きく受けており、特に左導坑で顕著であった。経時変化の一例として図-5に左導坑の内空変位の経時変化図を示す。上段掘削時に内空変位が16mmであったものが、下段掘削を行うと37.9mmと急増している。この傾向は地中内変位・ロックボルト軸力測定結果の経時変化でも同じであった。こうした挙動は地質構造によるものと考えられる。機械室の地質は、図-2に示すように砂岩、泥岩、礫岩が堆積し、複雑な構造である。機械室附近の発進坑トンネルで得られた計測結果を用いた逆解析結果によると、側圧係数は礫岩が1.04、細粒砂岩は0.5に対して、泥岩は1.7と大きな側圧係数となっている。発進坑トンネルの挙動は、泥岩の箇所では側方の押し出しがあり、大きな変位が生じた。このことを加味して機械室の地質構造を見ると導坑では泥岩が上・下段にわたり分布しており、縦長の導坑形状も考慮すると、側方変位が大きくなることの説明となる。

地中内変位分布図およびロックボルト軸力分布図を図-6、図-7に示す。ロックボルト軸力はRB-5とRB-6で最大値が20ton以上発生しており、極限に近い軸力の発生が認められた。その他のロックボルトの軸力はほとんどが10ton程度となっている。

地中内変位分布図でも、ロックボルト軸力が大きな値を示している箇所と同じE-5、E-6の測定点で大きな地中内変位の発生があった。特に2点で大きな値を示しているのは、変位同様に泥岩部であることに起因している。

吹付け内応力分布図を図-8に示す。天端に設置したT-1が最大値を示しており、側方荷重が大きいことがわかる。

傾斜計の測定結果に基づき、トンネル長手方向の地山挙動を調べると、切羽到達時の先行変位量の全変位量に対する割合は、各掘削段階で約40%

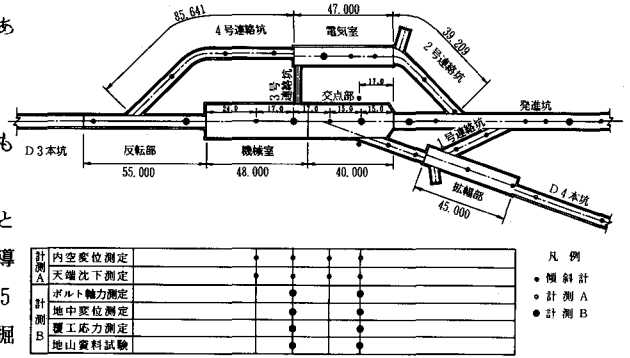


図-3 計測計画図

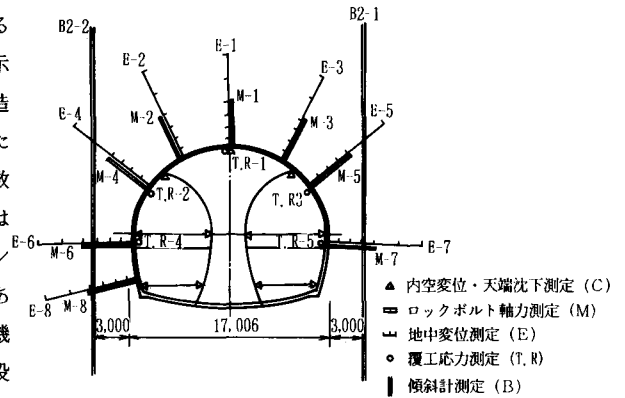


図-4 計測器配置図

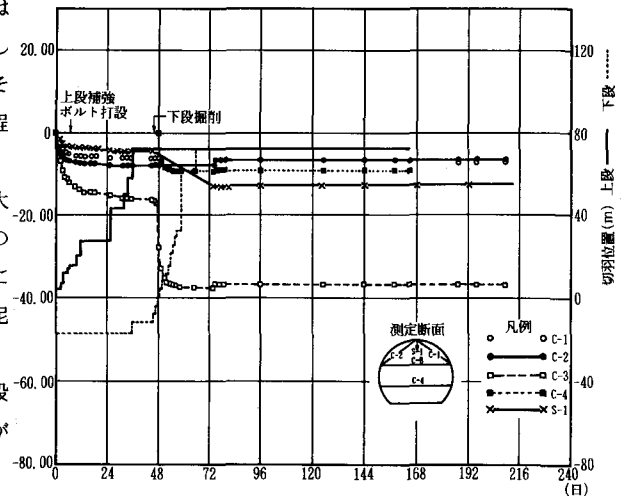


図-5 左側導坑内空変位経時変化図 (No. 0 + 17.0)

で、トンネル掘削の影響が及ぶ領域は切羽前方1.0 D（D：トンネル径）からであった。また変位が収束するのは切羽より4.0 D附近であった。

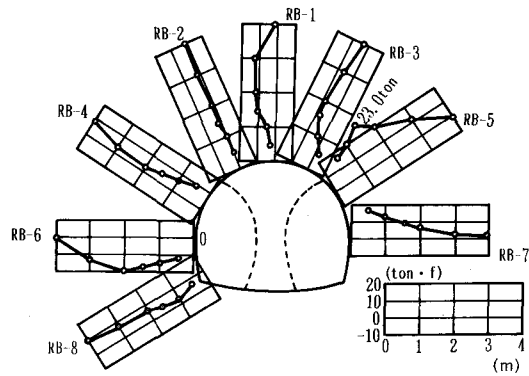


図-6 ロックボルト軸力分布図 (No. 0-17)

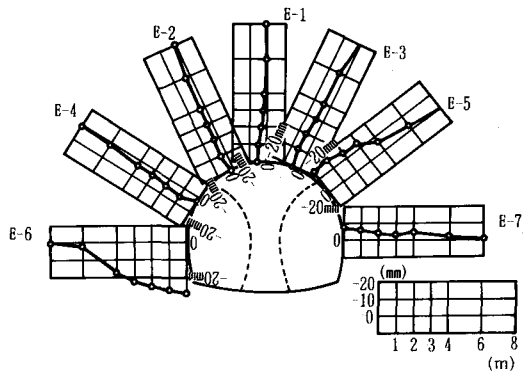


図-7 地中内変位分布図 (No. 0+17)

5. トンネル周辺の地山挙動

5.1 塑性領域

トンネル周辺地山の塑性領域の範囲の判定はロックボルトの軸力分布や地中変位分布によって行う。ロックボルト軸力分布で軸力の最大値よりトンネル壁面側を塑性領域と見なし、また地中内変位分布では変位が急増しており、区間歪が0.5%以上の箇所を塑性領域と見なし、まとめたものを表-2に示す。この結果では概してロックボルト軸力分布より求めた塑性領域の方が、地中内変位分布より求めたものより範囲が小さくなっている。両導坑掘削完了後に上半掘削を行ったが、その時の切羽観察からクラックが観察された。クラックのトンネル壁面からの距離は左導坑側が1.5～2.0 m、右導坑側が1.2～1.5 mであり、これらの値は、ロックボルト軸力分布より求めた塑性領域の値とほぼ合致している。

このことから塑性領域はロックボルト軸力分布より求めたものに近いと考えられる。ただ地中変位分布で明確な変位の変曲点があり、区間歪が0.5%以上である箇所は、その範囲を塑性領域と判定し、ロックボルト軸力分布から求めたものと合わせ塑性領域と判定した。

トンネル掘削完了後の塑性領域を図-9に示す。この図では側壁部に比較的大きな塑性領域が分布しており、大きな変位の発生が認められた泥岩層の存在している範囲と一致している。

5.2 掘削の影響範囲

傾斜計の測定結果によると、導坑掘削の影響が生じはじめるのは、切羽先方1.0 D（D=6.5 m）の所である。一方、導坑下方への影響は下段掘削後は5.0 m（0.77 D）となっている。地中変位測定結果では、側壁部で最も大きな変位が生じており約6 mとなっている。一方、天端は初期応力状態やトンネル形状あるい

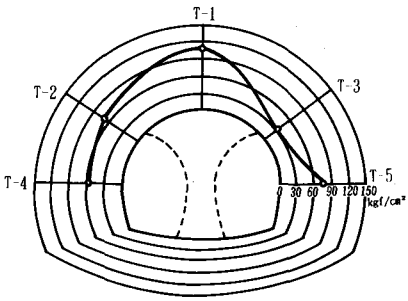


図-8 吹付けコンクリート内応力分布図 (No. 0+17)

表-2 施工各段階の塑性領域

	左 導 坑		右 導 坑		全断面完了時	
	ロックボルト	地中内変位	ロックボルト	地中内変位	ロックボルト	地中内変位
天 端	2.0	—	1.5	3～4	3～4	—
側 壁	2.0	4.0	1.0	—	2.0 2.5	4.0(右) 6.0(左)

(m)

は増ロックボルトによる補強効果等の要因により影響範囲の拡がりは小さい。

全断面掘削時の下方への影響範囲は7.0 m、側壁部は6.0 m、天端は6～7 mとほぼ同心円上に影響範囲の拡がりが認められる。掘削の影響範囲を図-9中の破線で示す。

上半掘削時には、天端沈下は20～30mm程度で非常に小さかった。この現象はサイロット工法の利点が生かされた結果と考える。すなわち、両導坑の掘削により、2つの堅固なシェル構造物が、いわゆるアバットの役割を果たし、沈下を抑制する効果を発揮する。その上トンネルのアーチ部とインバート部には応力緩和された領域が形成され、上半部はこの応力緩和領域を掘削するので、周辺地山への影響が少なくなり、変位量が小さくなると考えられる。

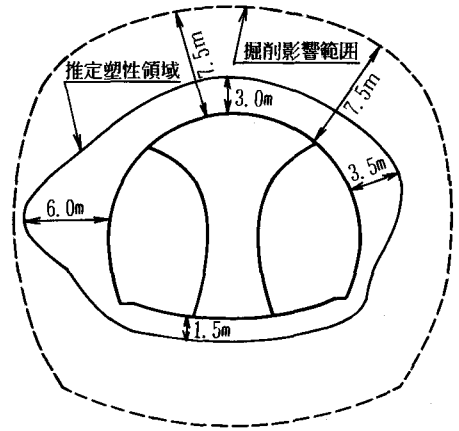


図-9 掘削完了時の塑性領域および影響範囲図

6. まとめ

脆弱で複雑な地質条件下で大断面トンネルの周辺地山の挙動を計測結果に基づき考察した。トンネルおよび周辺地山の挙動のまとめを以下に示す。

- ① 導坑掘削時は、導坑下段掘削の影響が大きく出たが、全断面での下半掘削の影響はほとんどなかった。この違いは地質的なものとトンネル工法によるものと考えられる。すなわち、導坑では、側圧が大きく作用する泥岩であったが、下半は変化が余り生じない砂岩であったことおよび沈下抑制効果が大きいサイロット工法に起因している。
- ② 先行変位や切羽前方への掘削の影響範囲あるいは変位・応力の経時変化のデータによると、トンネル掘削による周辺地山は弾性的挙動を呈しているといえるが、地中内の計測データによると、塑性領域は比較的広い領域に広がっている。こうした挙動は変位量の割に支保部材の応力が高いことから考えて、支保が有効に作用していることによると考える。
- ③ 掘削の影響範囲は、導坑掘削時には支保を施していない切羽前方や下方に0.7～1.0 Dの範囲まで広がっているが、上方への広がり小さい。全断面掘削完了時には、掘削の影響範囲はトンネルを中心にほぼ同心円上に広がっている。

以上の事から、地質条件の悪い箇所での大断面トンネルの施工法は、周辺地山への影響を極力小さく出来るサイロット工法が最適であると考ええる。

今後、大断面トンネルの設計・施工に今回のデータを活用し、より安全で合理的なトンネル施工を目指す。

《参考文献》

- 1) 桜井春輔・武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法、土木学会論文報告集、第337号、pp.137～145, 1983.